



UNIVERSIDAD DE CUENCA

FACULTAD DE INGENIERIA

CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

SIMULACIÓN NUMÉRICA DEL FLUJO DE SEDIMENTOS EN EL RÍO YANUNCAY MEDIANTE MODELACIÓN MATEMÁTICA BIDIMENSIONAL

Trabajo de titulación previo a la
obtención del título de Ingeniero Civil

Director:

Ing. M.Sc. Esteban Alonso Pacheco Tobar

C.I. 0102114550

Autores:

Mónica Gabriela Pesántez Peláez

C.I. 1400983878

Sonia Celena Sánchez Torres

C.I. 0106451024

Cuenca – Ecuador

2016



RESUMEN

Se han planteado varias formulaciones para el cálculo de las tasas de transporte de fondo en canales naturales. En este trabajo, se ha propuesto la modelación matemática bidimensional del flujo usando el modelo IBER, para el cálculo de las tasas de transporte en el río Yanuncay, Provincia del Azuay. Una vez generado el modelo se ha hecho un estudio comparativo de los resultados obtenidos entre las ecuaciones propuestas incorporadas en el modelo y la aplicación de forma empírica de estas ecuaciones. La modelación se realizó sobre una malla estructural de 3 m de arista, donde se evaluaron caudales de crecida. El diámetro característico de las partículas, así como la rugosidad del terreno, fue obtenido a partir de muestras granulométricas tomadas en 4 puntos a lo largo del cauce. Los resultados de la simulación muestran semejanza para dos de las 3 formulaciones analizadas. Las tasas de transporte obtenidas con la ecuación de Van Rijn son mucho mayores que las obtenidas con la ecuación de Meyer Peter & Müller, estando en algunos casos sobre estimadas. Al comparar las tasas de transporte de fondo entre el modelo numérico y el cálculo empírico de las ecuaciones, los valores para las ecuaciones empíricas de Meyer Peter & Müller, Van Rijn y Engelund Hansen son mucho mayores. En la sección de control intermedia del cauce se produce una menor correspondencia en los resultados del modelo numérico y las ecuaciones empíricas, esto ocurre ya que no se tiene topografía de las planicies de inundación; por tanto, la condición de borde no es real. En la sección aguas arriba, al inicio del modelo, se tiene la mayor correspondencia en las tasas de transporte de fondo, esto se debe a que aguas arriba está influenciado por las condiciones de borde. Si bien los resultados presentan dispersiones considerables, entre el modelo numérico y las ecuaciones empíricas. Los perfiles de carga de fondo obtenidos con la ecuación de Meyer Peter & Müller, son lo que menos variación presentan en las secciones analizadas. Sin embargo, estos resultados se deberán calibrar con un modelo físico, en el caso que este estudio tenga fines aplicativos.

Palabras clave: modelo numérico, transporte de fondo, formulaciones empíricas, turbulencia, coeficiente de rugosidad, caudales.



ABSTRAC

Several formulas have been proposed for calculation of bedload sediment transport in natural channels. In the present work, Two-dimensional numerical simulation of flow using Iber model has been established. All with the aim for calculation of bedload sediment transport in the Yanuncay River, Azuay province. Once the model is generate, a comparative study has made between the results obtained with empirical formulas and the numerical model's results. The model is implemented on a structured triangular mesh where the mesh size was three meters. In this model, stormflows were evaluated. The median grain diameter of sediment and roughness, were obtained from particle size analysis in four points along the stream flow. The results of the numerical simulation present a remarkable similarity with two empirical formulas. The sediment transport rates obtained from Van Rijn equation are higher than the results obtained from Meyer Peter & Müller equation. When comparing bedload sediment transport rates between the numerical model and empirical formulas, Meyer Peter & Müller, Van Rijn and Engelund Hansen empirical formulation's values are higher than numerical model results. A less correlation between numerical model results and empirical formulation is presented in the control middle section of the river. It happens because there is not data about topography of floodplain. Therefore, the boundary condition is not real. The highest correlation between numerical model results and empirical formulas results can be noticed in the upstream section. Although, the results present a considerable dispersion between numerical model and empirical formulas. Bedload profiles obtained from Meyer Peter & Müller equation are the ones that show the least variation in the analyzed sections. However, these results must be set up with a physical model, in the case that this study has applicative purposes.

Keywords: numerical model, transportation background, empirical formulations, turbulence, roughness coefficient, flow.

CONTENIDO

1.	Antecedentes y Alcance	13
1.2	Objetivo general	13
1.3	Objetivos específicos	13
2.	Materiales y Métodos	14
2.1	Fundamentos del transporte de sedimentos en cauces	14
	Fuerza tractiva sobre el lecho y movimiento incipiente	14
	Ecuaciones para transporte de fondo.....	15
2.2	Área de estudio.....	16
	Caracterización Granulométrica	16
	Densidad y absorción del árido grueso	18
3.	Modelización Numérica	18
3.1	Modelo numérico IBER	18
	Modelo de transporte sólido no-estacionario.....	19
	Ecuación de conservación del sedimento	19
	Simulación de transporte de fondo.....	20
4.	Resultados y Discusión	23
4.1	Determinación de transporte con ecuaciones empíricas	23
4.2	Simulación con IBER	24
	Análisis de sensibilidad	24
	Efecto de la Turbulencia en el transporte de Sedimentos.....	25
	Transporte de Sedimentos	28
	Representación gráfica del número de Froude	35
4.3	Estudio comparativo	35
	El efecto de la turbulencia	35
	Comparación entre Modelo numérico y las Formulaciones empíricas.....	36
5.	Conclusiones	38
6.	Referencias	40
	ANEXOS	41

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 2: Curva de inicio de arrastre o de transporte incipiente. Curva de Shields. Imagen referencia de (Flores & Álvarez, 1998b)</i>	<i>15</i>
<i>Figura 3: Representación gráfica de la distribución de frecuencias (Agregado Grueso).</i>	<i>17</i>
<i>Figura 4: Representación gráfica de la distribución de frecuencias (Agregado fino)</i>	<i>18</i>
<i>Figura 6: Esquema del módulo de transporte sólido no-estacionario</i>	<i>19</i>
<i>Figura 7 Perfil transversal en la sección 4. Cálculo mediante la ecuación de Meyer Peter & Müller.</i>	<i>23</i>
<i>Figura 8: Variación de la velocidad para los diferentes coeficientes de Manning.....</i>	<i>24</i>
<i>Figura 9: Corte para determinar la variación de la velocidad con los diferentes valores de n.</i>	<i>24</i>
<i>Figura 10: Material constituyente del lecho del Río Yanuncay.....</i>	<i>25</i>
<i>Figura 11: Secciones transversales analizadas. Puntos de toma de muestras granulométricas</i>	<i>25</i>
<i>Figura 12: Variación de la tasa de transporte de sedimentos en la sección 1, con turbulencia y sin turbulencia (TR=5 años).....</i>	<i>26</i>
<i>Figura 13: Variación de la tasa de transporte de sedimentos en la sección 2, con turbulencia y sin turbulencia (TR=5 años).....</i>	<i>26</i>
<i>Figura 14: Variación de la tasa de transporte de sedimentos en la sección 3, con turbulencia y sin turbulencia (TR=5 años).....</i>	<i>26</i>
<i>Figura 15: Variación de la tasa de transporte de sedimentos en la sección 4, con turbulencia y sin turbulencia (TR=5 años).....</i>	<i>27</i>
<i>Figura 16: Variación de la tasa de transporte de sedimentos en la sección 1, con turbulencia y sin turbulencia (TR=25 años).....</i>	<i>27</i>
<i>Figura 17: Variación de la tasa de transporte de sedimentos en la sección 2, con turbulencia y sin turbulencia (TR=25 años).....</i>	<i>27</i>
<i>Figura 18: Variación de la tasa de transporte de sedimentos en la sección 3, con turbulencia y sin turbulencia (TR=25 años).....</i>	<i>28</i>
<i>Figura 19: Variación de la tasa de transporte de sedimentos en la sección 4, con turbulencia y sin turbulencia (TR=25 años).....</i>	<i>28</i>
<i>Figura 20: Variación de transporte de fondo - sección aguas arriba. a) Meyer Peter y Müller, b) Van Rijn</i>	<i>29</i>
<i>Figura 21: Variación de transporte de fondo aguas arriba. Ecuación de Engelund Hansen.....</i>	<i>29</i>
<i>Figura 22: Variación de transporte de fondo, sección aguas arriba. a) Van Rijn, b) Meyer Peter y Müller.</i>	<i>29</i>
<i>Figura 23: Variación de transporte de fondo, sección aguas arriba. Ecuación de Engelund Hansen.</i>	<i>29</i>
<i>Figura 24: Variación de transporte de fondo, sección aguas arriba. a) Meyer Peter y Müller, b) Van Rijn</i>	<i>30</i>
<i>Figura 25: Variación de transporte de fondo, sección aguas arriba. a) Ecu. Van Rijn, b) Ecu. Meyer Peter Y Müller.</i>	<i>30</i>
<i>Figura 26: Perfiles de la tasa transporte de fondo en la sección 1. Perfiles para caudales de periodo de retorno de 2, 5, 25 y 50 años, Ecuaciones de Meyer Peter & Müller, Van Rijn y Engelund Hansen</i>	<i>31</i>
<i>Figura 27: Perfiles de la tasa transporte de fondo en la sección 2. Perfiles para caudales de periodo de retorno de 2, 5, 25 y 50 años. Ecuaciones de Meyer Peter & Müller, Van Rijn.y Engelund Hansen</i>	<i>32</i>
<i>Figura 28: Perfiles de la tasa transporte de fondo en la sección 3. Perfiles para caudales de periodo de retorno de 2, 5, 25 y 50 años. Ecuaciones de Meyer Peter & Müller, Van Rijn.y Engelund Hansen</i>	<i>33</i>
<i>Figura 29 Perfiles de la tasa transporte de fondo en la sección 4. Perfiles para caudales de periodo de retorno de 2, 5, 25 y 50 años. Ecuaciones de Meyer Peter & Müller, Van Rijn.y Engelund Hansen</i>	<i>34</i>
<i>Figura 30: Esquema del número de Froude. a) TR=5 años, b) TR=25 años.....</i>	<i>35</i>
<i>Figura 31: Esquema del número de Froude (TR=50 años)</i>	<i>35</i>



ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1: Datos del proceso de muestreo para caracterización granulométrica del material del lecho.</i>	<i>17</i>
<i>Tabla 2: Resultados de la muestra (Propiedades).</i>	<i>18</i>
<i>Tabla 3 Transporte de fondo en las secciones de interes. Calculo con las ecuaciones empíricas Meyer Peter & Mulle, Van Rijn y Engelund Hansen</i>	<i>23</i>
<i>Tabla 4 Transporte de fondo en las secciones de interés. Simulación en IBER, formulaciones de Meyer Peter & Müller, Van Rijn y Engelund Hansen.....</i>	<i>36</i>
<i>Tabla 5 Error porcentual en las diferentes secciones entre el modelo numérico IBER y las formulaciones empíricas, formulaciones de Meyer Peter & Müller, Van Rijn y Engelund Hansen.....</i>	<i>37</i>



CLÁUSULA DE DERECHOS DE AUTOR



Universidad de Cuenca
Cláusula de derechos de autor

Universidad de Cuenca
Facultad de Ingeniería

Yo Mónica Gabriela Pesántez Peláez autora de la tesis "Simulación numérica de flujo de sedimentos del Río Yanuncay mediante modelación matemática bidimensional", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniera Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autora.

Cuenca, 17 de octubre de 2016

Mónica Gabriela Pesántez Peláez

C.I: 1400983878



Universidad de Cuenca
Clausula de derechos de autor

Universidad de Cuenca
Facultad de Ingeniería

Yo Sonia Celena Sánchez Torres autora de la tesis "Simulación numérica de flujo de sedimentos del Río Yanuncay mediante modelación matemática bidimensional", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniera Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autora.

Cuenca, 17 de octubre de 2016

Sonia Celena Sánchez Torres

C.I: 0106451024

CLÁUSULA DE PROPIEDAD INTELECTUAL



Universidad de Cuenca
Cláusula de propiedad intelectual

Universidad de Cuenca
Facultad de Ingeniería

Yo Mónica Gabriela Pesántez Peláez, autora de la tesis "Simulación numérica de flujo de sedimentos del Río Yanuncay mediante modelación matemática bidimensional", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autora.

Cuenca, 17 de octubre de 2016



Mónica Gabriela Pesántez Peláez

C.I: 1400983878



Universidad de Cuenca
Cláusula de propiedad intelectual

Universidad de Cuenca
Facultad de Ingeniería

Yo Sonia Celena Sánchez Torres, autora de la tesis "Simulación numérica de flujo de sedimentos del Río Yanuncay mediante modelación matemática bidimensional", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autora.

Cuenca, 17 de octubre de 2016

Sonia Celena Sánchez Torres

C.I: 0106451024



DEDICATORIA

"A mis padres y hermanos por brindarme su apoyo incondicional, motivarme a ser mejor y siempre creer en mí"

Gabriela Pesantez

"A mis padres, hermana por ser mi motivación, por brindarme su apoyo y cariño incondicional"

Celena Sánchez T.



AGRADECIMIENTO

A Dios y a la Virgen santísima por acompañarme a lo largo de mi vida colmándome de bendiciones, por brindarme sabiduría y capacidades para alcanzar mis objetivos.

A toda mi familia, en especial a mi abuelita Zoila que siempre estuvieron presentes con palabras de aliento para motivarme a cumplir mis metas.

A mi director de trabajo de titulación a mis docentes y de manera especial a los ingenieros Sandro Castro, Carlos Buñay y Freddy Pacheco, gracias por siempre estar presentes apoyándome y guiándome para cumplir mi uno de mis sueños.

A mis amigos y compañeros que han sido parte importante de mi vida en estos años de estudio, por sus valiosos consejos y ayuda a lo largo de mi vida académica.

Gabriela Pesantez

En primer lugar agradecer a Dios por darme la fortaleza para continuar cuando he estado a punto de caer, y por haberme dado tan maravillosos padres que han sido mi principal motor para seguir adelante. De igual forma a mi madre que me ha dado su apoyo incondicional y por estar en los momentos más difíciles brindándome su cariño incondicional. A mi padre por ser mi apoyo en la cerrera que con su fortaleza y consejos supo guiarme en los momentos de flaqueza. A mi hermana Poli con su cariño supo alentarme. A mi tía Edith que ha sido como una segunda madre y un principal en mi vida.

A mi director de trabajo de titulación y demás docentes, y de manera muy especial a los Ingenieros Sandro Castro, Carlos Buñay Moncayo y Freddy Pacheco que con sus acertados consejos supieron guiarme en mi vida académica.

A mis amigas(os) que gracias al equipo que formamos logramos llegar hasta el final y hasta el día de hoy nuestra amistad y complicidad se ha mantenido.

Celena Sánchez T.

1. ANTECEDENTES Y ALCANCE

En el manejo, intervención y control de cuencas hidrográficas, y de manera especial cuando se trata de ríos de montaña, adquiere importancia radical el conocimiento de la cantidad de material sólido que es transportado por el sistema fluvial, así como el tipo de mecanismos que intervienen en los procesos de transporte. Aunque un gran número de ecuaciones han sido elaboradas en base a experimentos para distintas condiciones morfológicas e hidráulicas, determinar la cantidad de material acarreado es complejo debido a que el proceso de acarreo y transporte implica un gran número de factores, resultando difícil predecir su comportamiento. Sin embargo, con la ayuda de ecuaciones experimentales, modelos numéricos y herramientas computacionales, es posible obtener una aproximación aceptable de la cantidad de material transportado. Mediante el empleo combinado de estos instrumentos, es posible llevar a cabo estudios comparativos que permitan validar los cálculos y los métodos empleados.

Por otro lado, la elección de un modelo numérico para la proyección del transporte y/o validación de resultados, dependerá del tipo de proceso a simular y el tipo de información disponible. Así por ejemplo, el uso de modelos tridimensionales involucra un alto coste computacional sin contar la complejidad de los métodos involucrados. Muchos estudios realizados en base a modelos bidimensionales, reportan buenos resultados que han sido utilizados para la optimización de diseños, un eficiente control y operación de obras hidráulicas, así como para el manejo y control de procesos en ríos. Dentro de las herramientas computacionales disponibles actualmente para el estudio hidráulico de los procesos en cauces, se encuentra IBER, que es un modelo numérico de simulación de flujo turbulento en lámina libre, aplicable para la hidrodinámica fluvial, la simulación de rotura de presas, la evaluación de zonas inundables, el cálculo de transporte de sedimentos, y el flujo de marea en estuarios.

El presente estudio se ha planteado como una investigación explorativa que permita a través de un análisis comparativo aportar a la consecución de objetivos técnicos / científicos que impulsen la generación del conocimiento en el ámbito de la Hidráulica y del diseño de Estructuras hidráulicas. Se ha generado información que permite: i) la validación de ecuaciones empíricas para estimación de tasas de transporte de sedimentos y ii) el establecimiento de criterios para la implementación de modelos numéricos en ríos de montaña. Los resultados del estudio se constituyen en un importante aporte para el desarrollo futuro de documentos de divulgación técnica/científica que se ejecutan a través del Laboratorio de Hidráulica & Dinámica de Fluidos y el Grupo de Hidráulica del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Cuenca, esperándose dar un importante aporte al entendimiento, aplicación y desarrollo de conocimiento en modelización numérica para la optimización del diseño y operación de obras hidráulicas para proyectos.

1.2 Objetivo general

Aportar al entendimiento de los procesos de transporte de sedimentos en ríos de montaña mediante la aplicación de simulación numérica con el modelo IBER en el río Yanuncay.

1.3 Objetivos específicos

- Analizar ecuaciones empíricas para el estudio de procesos de transporte en cauces
- Definir los parámetros que intervienen en la modelización numérica en función de las características del cauce
- Implementar el modelo numérico IBER para las condiciones específicas del cauce de estudio
- Realizar un análisis comparativo entre los resultados obtenidos mediante simulación numérica y los obtenidos con la aplicación de ecuaciones empíricas

2. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1 Fundamentos del transporte de sedimentos en cauces

Los sedimentos constituyen toda partícula que puede ser transportada ya sea por el agua o por el viento. Tanto las rocas como el suelo son afectados estructuralmente de forma física como química, aportando así con importantes cantidades de material que es acarreado por los sistemas fluviales. Son muchos los factores que intervienen en el proceso de transporte de sedimento en cauces, los más importantes: la pendiente, el caudal, la velocidad del flujo y su distribución, las propiedades del material, entre otros.

El sedimento en suspensión puede ser descrito como el movimiento de sedimento durante el cual las partículas se mantienen dentro de la masa de fluido mediante agitación turbulenta, sin frecuente contacto con el lecho. La suspensión de sedimentos ocurre cuando el flujo turbulento es lo suficientemente fuerte para balancear el peso de las partículas (Chanson, 2002). De todo el material transportado por un río, los sólidos suspendidos pueden representar un 90% de esta fracción.

En cambio, el material de fondo corresponde al material del lecho el cual puede ser transportado por arrastre propiamente dicho o en suspensión con frecuente contacto con el lecho. Einstein introdujo el concepto de la capa de fondo y asignó para su espesor un valor igual a dos veces el diámetro de la partícula representativa considerada, existiendo, por la distribución no uniforme de partículas en el lecho de un río, diferentes capas de fondo de acuerdo a la variedad de tamaño de las partículas en consideración. El material de fondo puede ser transportado en suspensión momentánea por arriba de la capa de fondo, según ciertas condiciones hidráulicas relacionadas con las variables de velocidad y turbulencia. Dentro de la capa de fondo el material puede ser transportado de las siguientes formas: deslizante, rodante y saltante. Las partículas son transportadas por rotación a través de un punto en contacto generando un torque local. El movimiento deslizante ocurre cuando las partículas se encuentran apoyadas sobre una superficie plana de modo que no existe un punto de apoyo en torno al cual rotar (Gutiérrez, 2009), en estos dos casos las partículas se encuentran siempre en contacto con el lecho de río. En el tercer tipo de movimiento denominado "saltación" las partículas son elevadas desde el lecho dando la impresión que las mismas saltaran a través del mismo, dejando por momento de estar en contacto con la superficie. Todo el material transportado es responsable de las modificaciones morfológicas del cauce de un río, y su análisis es de gran importancia en la ingeniería fluvial.

Fuerza tractiva sobre el lecho y movimiento incipiente

Cuando el agua fluye sobre un canal, se desarrolla una fuerza que actúa sobre el lecho en dirección del flujo. Esta fuerza, la cual es simplemente el empuje del agua sobre el área mojada, se conoce como fuerza tractiva, fuerza cortante o de arrastre. Sobre una partícula de suelo que descansa en la pendiente lateral de una sección de canal en la cual se encuentra fluyendo agua, actúan dos fuerzas: la fuerza tractiva $\alpha\tau_s$ y la componente de la fuerza gravitacional $W_s \sin \theta$, la cual hace que la partícula ruede a lo largo de la pendiente lateral. La resultante de estas dos fuerzas, las cuales forman un ángulo recto, es:

$$\sqrt{W_s^2 \sin^2 \theta + \alpha^2 \tau_s^2}$$

Ecuación 2-1

Cuando esta fuerza es lo suficientemente grande, la partícula se moverá (Chow, 1994)

Muchos autores han propuesto diferentes ecuaciones empíricas que permiten de una forma aproximada conocer la condición para la cual se produce el transporte de movimiento. El arrastre de fondo se relaciona no solo con las características de las partículas (densidad, diámetro, etc.) sino también con las condiciones hidráulicas, debido a que conforme aumenta el caudal y la velocidad media, el esfuerzo de fondo también aumenta.

La resistencia de la partícula a ser movida puede relacionarse con su peso sumergido, el cual es función del peso específico sumergido $(\gamma_s - \gamma)$, y del tamaño D que caracteriza el volumen. Con estas tres variables puede formarse el parámetro adimensional $\bar{\tau} = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma)D}$ o tensión cortante, llamado también parámetro de Shields o de movilidad (Juan P. Martín Vide, 2004). El parámetro de Shields, conjuntamente con un número adimensional conocido como Número de Reynolds de partícula $R_{*c} = \frac{V_* D}{\nu}$, permite establecer la condición de movimiento Figura 1

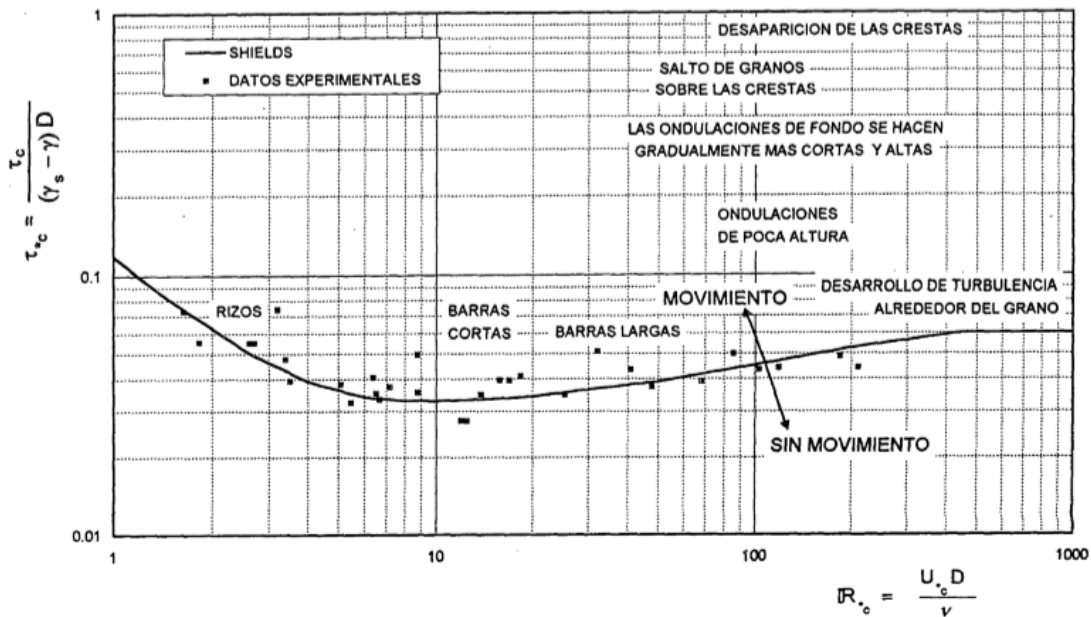


Figura 1: Curva de inicio de arrastre o de transporte incipiente. Curva de Shields. Imagen referencia de (Flores & Álvarez, 1998b)

Otro enfoque, para determinar las condiciones para el cual se presenta movimiento incipiente, es conociendo la velocidad crítica que se denomina como la velocidad mínima que requiere una partícula de determinado diámetro para que pueda ser movida. Para su determinación se han considerado ecuaciones propuestas por los siguientes autores: Diagrama de Hjulstrom, Formula Maza-García

Dado que en cauces naturales no se encuentra material uniforme, se producen otro tipo de fenómenos, como por ejemplo acorazamiento, el cual afecta la condición de movimiento incipiente teóricamente establecida. Por lo tanto, el esfuerzo cortante máximo que puede resistir un material de granulometría no uniforme corresponderá a la condición de flujo que deja en la superficie del lecho o coraza una distribución granulométrica tal cuyo diámetro medio es el máximo (Flores & Álvarez, 1998a).

Ecuaciones para transporte de fondo

La mayoría de las fórmulas presentadas o expuestas hasta la actualidad han sido establecidas en base a experimentos realizados sobre canales experimentales con la finalidad de obtener una relación entre el material de fondo y las condiciones hidráulicas de flujo (García & Sala, 1998). En otros casos, las ecuaciones se encuentran planteadas y han sido calibradas en base a experimentos específicos en cauces. Se tiene antecedentes desde Dubois (1897) hasta Shields (1936) cuyas formulas están basadas en los esfuerzos de corte tangencial sobre el lecho (Gutiérrez, 2009), hasta las más notorias como la de Meyer-Peter (1949) empleada para grandes relaciones de ancho y profundidad, y las ecuaciones de Einstein (1942) deducida de modelos físicos de saltación de granos (Chanson, 2002).

Para la estimación de la cantidad de transporte de fondo en el estudio se utilizaron las fórmulas propuestas por Meyer-Peter (1951), Schoklitsch (1950), Einstein y Brown (1950).

– Fórmula de Meyer-Peter y Müller

Las modificaciones realizadas en una primera versión de la fórmula, llevaron a Meyer-Peter y Müller (1949) a enunciar una segunda fórmula apoyada en más experimentos con material uniforme y de diferentes tamaños. La relación obtenida, en versión de Garde y Ranga Raju (1977), se expresa como:

$$\left(\frac{K_B}{K_G}\right)^{3/2} \frac{RS}{((\gamma_s - \gamma)/\gamma)D} = \left[0.047 + 0.25 \frac{q_s^{2/3}}{D\{(\gamma_s - \gamma)/\gamma\}^{1/3} g^{1/3}}\right] \quad \text{Ecuación 2-2}$$

donde γ_s es el peso específico del sedimento en $kg\ m^{-3}$, γ es el peso específico del agua, R el radio hidráulico en metros, S la pendiente, D es el tamaño medio de las partículas de la superficie en metros y q_s es el caudal sólido unitario en $m^2\ s^{-1}$. (García & Sala, 1998).

– *Fórmula de Van Rijn*

Esta fórmula permite evaluar el transporte total del fondo, separando el arrastre de la capa de fondo y el transporte de fondo en suspensión (Álvarez & Flores, 1996).

$$g_{BT} = g_B + g_{BS} \quad \text{Ecuación 2-3}$$

$$g_{BT} = 0.005\gamma_B U D_{50} \left(\frac{U - U_C}{\sqrt{g\Delta D_{50}}} \right)^{2.4} \left[\left(\frac{D_{50}}{d} \right)^{0.2} + \frac{2.4}{D_*^{0.6}} \right] \quad \text{Ecuación 2-4}$$

Limitaciones

Tirante o profundidad de la corriente: $1.00m \leq d \leq 20.0m$
 Velocidad media de la corriente: $0.50m/s \leq U \leq 2.50m/s$
 Diámetro de la partícula: $0.0001m \leq D \leq 0.002m$

– *Formula Engelund – Hansen*

Es una fórmula que permite evaluar el transporte total de fondo sin separar componentes. Presentaron su ecuación de transporte total de fondo en 1967. Ella está basada en los resultados de cuatro conjuntos de experimentos en que utilizaron arenas. Del análisis que realizaron obtuvieron una relación que, expresada en términos de parámetros adimensionales, establece lo siguiente (Álvarez & Flores, 1996):

$$g_{BT} = 0.05\gamma_s U^2 \tau_*^{3/2} \left(\frac{D_{50}}{g\Delta} \right)^{1/2} \quad \text{Ecuación 2-5}$$

$$\tau_* = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma)D_{50}} \quad \text{Ecuación 2-6}$$

Limitaciones:

El método propuesto fue realizado en base a ensayos en un canal de 2.44m de ancho y 45.72m de largo. Los diámetros medios de las arenas utilizadas fueron: 0.19mm, 0.27mm, 0.45mm y 0.93mm. el autor recomienda utilizar esta metodología cuando las desviación estándar $\sigma_g < 2$, y el método se aplique para arenas $D_{50} > 0.15mm$

2.2 Área de estudio

Para el estudio se ha seleccionado un tramo del río Yanuncay de la ciudad de Cuenca-Ecuador. El tramo en consideración contempla una longitud de 860 m, con una pendiente moderada de 1,34% (pendiente promedio), obtenida mediante el método de áreas compuesta. A lo largo del tramo en estudio se puede observar formaciones meándricas depositadas por el flujo de crecida, en el cauce depósitos de rocas de gran diámetro, sin presencia de vegetación en el cauce que pueda afectar la rugosidad del mismo, con gran variabilidad de material (no uniforme)

Caracterización Granulométrica

La caracterización del lecho en ríos aluviales es el punto de partida en cualquier estudio de dinámica fluvial, y uno de los aspectos más influyentes y sensibles en la morfodinámica de los ríos y por ende de vital importancia para la modelación matemática lo constituye las características del material de fondo (García & Vide, 2001). (Ramírez et al.,

n.d.). Considerando la variabilidad posible en densidad, tamaño y forma, un adecuado muestreo es fundamental para disponer de una caracterización granulométrica que sea representativa para los procesos a ser simulados.

En este sentido, considerando las características hidráulicas y morfológicas del tramo en estudio, para caracterizar el material se ha procedido mediante el método volumétrico, mediante el cual se ha extraído 4 muestras de material de capas superficiales de igual espesor al tamaño de la mayor partícula observada. La Tabla 1 especifica los detalles del proceso de muestro efectuado, indicándose además el espeso de la capa superficial intervenido.

Muestra	Peso muestra (kg)	Espesor de capa superficial (cm)
1	24.80	15
2	24.98	11
3	26.11	17
4	28.40	15

Tabla 1: Datos del proceso de muestreo para caracterización granulométrica del material del lecho.

Para la caracterización granulométrica se procedió mediante tamizado mecánico con mallas de una fracción de muestra, habiéndose clasificado las partículas de acuerdo a los siguientes rangos: a) partículas < 0.004mm - arcilla, b) partículas entre 0.004mm y 0.062mm - limos, c) entre 0.062mm y 2.0mm - arenas, d) entre 2.0mm y 64mm - gravas. En la Figura 2 y Figura 3 se observa la representación gráfica de las fracciones de cada muestra caracterizada.

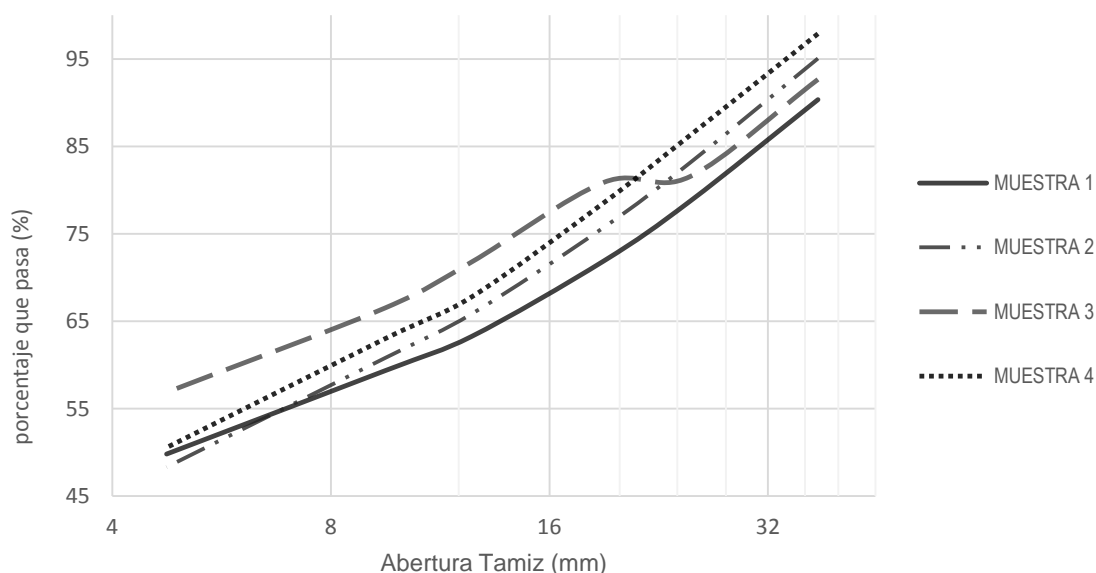


Figura 2: Representación gráfica de la distribución de frecuencias (Agregado Grueso).

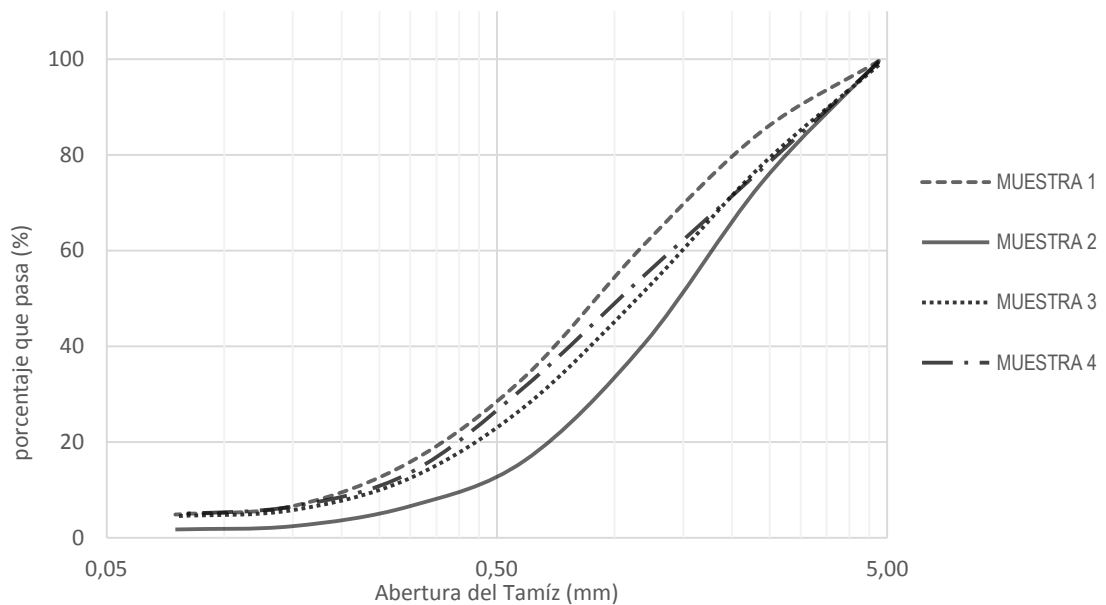


Figura 3: Representación gráfica de la distribución de frecuencias (Agregado fino)

Densidad y absorción del árido grueso

Para el estudio se ha determinado las propiedades de densidad y absorción con el método de ensayo convencional, mediante el cual se ha sumergido en agua por $24 \text{ h} \pm 4 \text{ h}$, las muestras de árido previamente secadas, hasta haberse conseguido llenado de poros. (Ecuadoriana, 2010) .

MUESTRA #4		MUESTRA #3	
A (gr)	4833	A (gr)	4754
B (gr)	4902	B (gr)	4938
C (gr)	2958.9	C (gr)	3088.7
% absorción	1.42	% absorción	1.25

Tabla 2: Resultados de la muestra (Propiedades).

Dentro de la modelización del módulo de transporte de sedimentos que incorpora Iber, considera un ángulo de fricción interna del material no cohesivo, el mismo que obtuvo de la gráfica de U.S. Bureau of Reclamation (Chow, 1994), con un valor de 35 grados o 0.6108 radianes, para un material levemente redondeado.

3. MODELIZACIÓN NUMÉRICA

3.1 Modelo numérico IBER

IBER es un modelo numérico de simulación de flujo turbulento en lámina libre en régimen no-permanente, y de procesos medioambientales en hidráulica fluvial. El rango de aplicación de IBER abarca la hidrodinámica fluvial, la simulación de rotura de presas, la evaluación de zonas inundables, el cálculo de transporte de sedimentos, y el flujo de marea en estuarios. El modelo IBER consta actualmente de 3 módulos de cálculo principales: un módulo hidrodinámico, un módulo de turbulencia y un módulo de transporte de sedimentos. Todos los módulos trabajan sobre una malla no estructurada de volúmenes finitos formada por elementos triangulares y/o cuadriláteros.

Para realizar cálculos con IBER se realizan los siguientes pasos:

- Crear o importar una geometría

- Asignar una serie de parámetros de entrada (rugosidad del fondo, modelo de turbulencia, etc.)
- Asignar condiciones de contorno e iniciales
- Asignar opciones generales de cálculo (tiempo de cálculo, parámetros del esquema numérico, activación de módulos adicionales)
- Construir una malla de cálculo
- Implementar el modelo

Las condiciones de contorno e iniciales, así como la mayor parte de parámetros de entrada se pueden asignar tanto sobre la geometría, como sobre la malla. Las condiciones asignadas sobre la geometría se traspasan a la malla al crearla, las condiciones asignadas sobre la malla se pierden al remallar. Para generar una malla se debe tener una geometría formada por superficies

En el módulo hidrodinámico, que constituye la base de IBER, se resuelven las ecuaciones de aguas someras bidimensionales promediadas en profundidad (ecuaciones de St. Venant 2D). El módulo de turbulencia permite incluir las tensiones turbulentas en el cálculo hidrodinámico, pudiéndose utilizar para ello diferentes modelos de turbulencia para aguas someras con diferente grado de complejidad. En la versión actual se incluyen un modelo parabólico, un modelo de longitud de mezcla y un modelo k-ε. El módulo de transporte de sedimentos resuelve las ecuaciones de transporte de fondo y transporte turbulento en suspensión, calculando a partir del balance de masa de sedimento la evolución de la cota de fondo.

Modelo de transporte sólido no-estacionario

El módulo de transporte sólido resuelve las ecuaciones de transporte de sedimentos no-cohesivos en régimen no estacionario. Se resuelven tanto las ecuaciones de transporte de fondo como las ecuaciones de transporte en suspensión, modelándose el acoplamiento entre la carga de fondo y la carga en suspensión mediante un término de sedimentación/resuspensión. El módulo de transporte de sedimentos utiliza el campo de velocidades, calados y de turbulencia proporcionado por los módulos hidrodinámicos y de turbulencia. El caudal sólido de fondo se calcula mediante una formulación empírica, pudiéndose elegir entre la formulación de Meyer-Peter Muller y la de Van Rijn. El transporte de sedimentos en suspensión se modela mediante una ecuación de transporte turbulento promediada en profundidad.



Figura 4: Esquema del módulo de transporte sólido no-estacionario

Ecuación de conservación del sedimento

La variación de la cota del fondo se calcula mediante la ecuación de conservación del sedimento de Exner:

$$(1 - \rho) \frac{\partial Z_b}{\partial t} + \frac{\partial q_{sb,x}}{\partial x} + \frac{\partial q_{sb,y}}{\partial y} = D - E \quad \text{Ecuación 3-1}$$

donde ρ es la porosidad de los sedimentos que forman el lecho, Z_b es la cota del fondo, $q_{sb,x}$ y $q_{sb,y}$ son las dos componentes del caudal sólido de fondo. La diferencia D-E representa un balance entre carga de fondo y carga en suspensión.

Simulación de transporte de fondo

– Partición de tensiones

La tensión de fondo total en el lecho de un río está generada tanto por la rugosidad de grano del sedimento (la cual es proporcional al diámetro del sedimento) como por las formas de fondo (rizos, dunas o antidunas). Únicamente la tensión por grano contribuye al movimiento de sedimentos por carga de fondo. Por lo tanto, previamente al cálculo del caudal sólido de fondo es necesario estimar la tensión de fondo debida al grano. Para ello las formulaciones implementadas utilizan la partición de tensiones de Einstein, en la cual se calcula la tensión de grano a partir de la tensión total como:

$$\tau_{bs}^* = \tau_b^* \left(\frac{n_s}{n} \right)^{1.5} \quad \text{Ecuación 3-2}$$

$$n_s \approx \frac{K_{s(m)}^{\frac{1}{6}}}{25} \quad \text{Ecuación 3-3}$$

$$K_s = 2 \div 3 D_s \quad \text{Ecuación 3-4}$$

siendo n el coeficiente de Manning total, n_s el coeficiente de Manning equivalente debido a grano, D_s el diámetro del sedimento, K_s la altura de rugosidad de grano (calculada a partir del diámetro del sedimento), τ_b la tensión total de fondo, τ_{bs} la tensión de fondo debida a grano, τ_{bs}^* , τ_b^* las tensiones total y de grano adimensionales, calculadas como:

$$\tau_b^* = \frac{\tau_b}{(\rho_s - \rho)gD_s} \quad \text{Ecuación 3-5}$$

$$\tau_{bs}^* = \frac{\tau_{bs}}{(\rho_s - \rho)gD_s} \quad \text{Ecuación 3-6}$$

donde ρ_s es la densidad del sedimento y ρ es la densidad del agua. En IBER, para el estudio, se ha utilizado $K_s = 2.5 * D_s$

– Caudal sólido de fondo

El caudal sólido de fondo se calcula a partir de formulaciones empíricas. En la versión actual del modelo se implementan las dos formulaciones ampliamente conocidas y utilizadas de Meyer-Peter Müller y Van Rijn.

La ecuación original de Meyer-Peter y Müller, deducida para fondos de grava de hasta 30 mm de diámetro, calcula el caudal sólido de fondo con la siguiente expresión:

$$q_{sb}^* = 8 * (\tau_{bs}^* - \tau_c^*)^{3/2} \quad \text{Ecuación 3-7}$$

donde el caudal sólido adimensional se calcula como:

$$q_{bs}^* = \frac{q_{sb}}{\sqrt{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) g D_s^3}} \quad \text{Ecuación 3-8}$$

En caso de fondo plano se considera una tensión crítica de fondo adimensional de $\tau_c^* = 0.047$. En caso contrario, es necesario realizar una corrección por pendiente de fondo. Tras volver a analizar los datos utilizados para derivar la ecuación anterior, Wong (2003) y Wong y Parker (2006) sugieren la siguiente corrección:

$$q_{sb}^* = 3.97 * (\tau_{bs}^* - \tau_c^*)^{3/2}$$

Ecuación 3-9

En caso de fondo plano se considera $\tau_c^* = 0.0495$. En caso contrario, es necesario realizar una corrección por pendiente de fondo. Esta última formulación corregida es la incluida en IBER.

En la formulación de van Rijn (1984) el caudal sólido de fondo se calcula a partir de las siguientes expresiones:

$$T < 0.3 \rightarrow q_{sb}^* = 0.053 \frac{T^{2.1}}{D_*^{0.3}} \quad \text{Ecuación 3-10}$$

$$T > 0.3 \rightarrow q_{sb}^* = 0.100 \frac{T^{1.5}}{D_*^{0.3}} \quad \text{Ecuación 3-11}$$

siendo T un parámetro adimensional que mide el exceso de fricción de fondo por encima del valor crítico que define el umbral del movimiento:

$$T = \frac{\tau_{bs}^* - \tau_c^*}{\tau_c^*} \quad \text{Ecuación 3-12}$$

El diámetro adimensional se define como:

$$D_* = D_s \cdot \left(\frac{gR}{v^2} \right)^{1/3} \quad \text{Ecuación 3-13}$$

$$R = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \quad \text{Ecuación 3-14}$$

– Corrección por pendiente de fondo

Quando el fondo no es plano, las ecuaciones anteriores deben corregirse para tener en cuenta el efecto de la gravedad, tanto en el sentido de aumentar el transporte de fondo con pendiente positiva, como de disminuirlo con pendiente adversa. La formulación de la corrección por pendiente de fondo, que se realiza sobre el término de tensión crítica de inicio del movimiento, se detalla en Apsley y Stansby (2008) donde se presenta un trabajo que engloba y generaliza metodologías de trabajos anteriores de varios autores como el de Dey (2003) o Wu (2004) (Flumen, Geama, Cedex, & Cimne, 2014).

Para considerar la pendiente de fondo tanto en el inicio del movimiento como en el caudal sólido, la componente de peso del sedimento, debida a la pendiente de fondo, se combina de forma vectorial con la tensión de fondo para obtener una tensión efectiva. Si b es un vector unitario en la dirección de la línea de máxima pendiente, la tensión efectiva adimensional se define como:

$$\tau_{bs,eff}^* = \tau_{bs}^* + D_o \cdot \sin \beta \cdot b \quad \text{Ecuación 3-15}$$

donde β es el ángulo de la línea de máxima pendiente con la horizontal, y D_o un parámetro de forma de la partícula. Para que en ausencia de flujo el movimiento empiece cuando β es igual al ángulo de rozamiento interno del material ϕ , el parámetro D_o se define como:

$$D_o = \frac{\tau_{c,o}^*}{\tan \phi} \quad \text{Ecuación 3-16}$$

en donde $\tau_{c,o}^*$ es la tensión crítica adimensional para fondo plano. Por otro lado, la tensión crítica efectiva se reduce proporcionalmente a la componente de la gravedad normal a la pendiente de fondo:

$$\tau_{eff,crit}^* = \tau_{c,o}^* \cdot \cos \beta$$

Ecuación 3-17

siendo $\tau_{c,o}^*$ la tensión crítica adimensional para fondo plano. A partir de aquí se utilizan las fórmulas de caudal sólido presentadas en el apartado anterior, pero sustituyendo las tensiones (de fondo y crítica) por tensiones efectivas, y obteniendo el caudal sólido, que es función de la tensión del fluido y de la pendiente de fondo, en cada una de las direcciones x e y.

La formulación anterior es una formulación enteramente vectorial del caudal sólido de fondo capaz de considerar cualquier orientación del flujo respecto de la línea de máxima pendiente.

– *Deslizamiento por avalancha*

Apsley y Stansby (2008) también proponen la inclusión de un modelo de deslizamiento por avalancha para evitar pendientes superiores al ángulo de fricción del material. Para ello, si la pendiente β entre dos volúmenes finitos supera a ϕ entonces se produce un caudal sólido unitario del elemento más alto al más bajo igual a:

$$q_{aval} = (1 - \rho) \cdot \frac{0.5 \cdot L^2 \cdot (\tan \beta - \tan \phi)}{\cos \beta \cdot \Delta t} \quad \text{Ecuación 3-18}$$

$$q_{aval} = (1 - \rho) \cdot \frac{0.5 \cdot L^2 \cdot (\tan \beta - \tan \phi)}{\cos \beta \cdot \Delta t} \quad \text{Ecuación 3-19}$$

siendo L la máxima dimensión horizontal de los volúmenes finitos adyacentes.

– *Consideración de una cota no erosionable*

En el cálculo del arrastre de fondo y el cambio provocado en la cota de fondo se ha incluido la posibilidad de considerar una cota de roca, o superficie no erosionable, por debajo de la cual no puede evolucionar el fondo.

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 Determinación de transporte con ecuaciones empíricas

Para el cálculo del transporte de fondo en las secciones de interés en el tramo de río en estudio, se ha utilizado las 3 formulaciones: Meyer Peter & Müller, Van Rijn y Engelund – Hansen. En la Tabla 3 se presentan la carga de fondo en m^2/s , en las secciones analizadas. De IBER se ha obtenido los parámetros hidráulicos como calados, área mojada y perímetro mojado en cada sección para los caudales de periodos de retorno de 2, 5, 25 y 50 años. La Figura 5 muestra el perfil de terreno y la cota de agua para el caudal de periodo de retorno de 5 años; mediante la ecuación de Meyer Peter & Müller aplicado un modelo de turbulencia. Estos parámetros son necesarios para el cálculo del transporte de fondo en las ecuaciones antes expuestas.

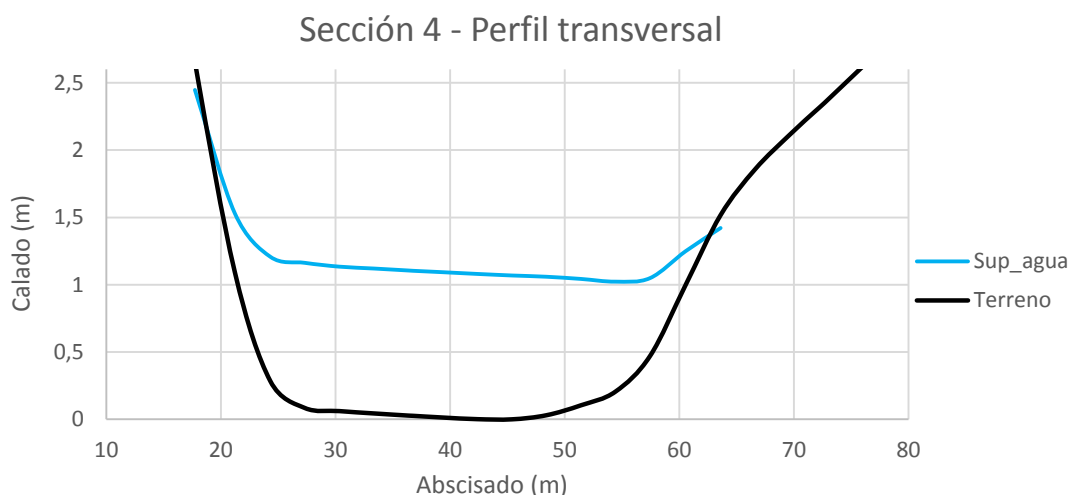


Figura 5 Perfil transversal en la sección 4. Cálculo mediante la ecuación de Meyer Peter & Müller.

PERIODO DE RETORNO	ECUACION	ARRASTRE DE FONDO (m^2/s)			
		SECCION 1	SECCION 2	SECCION 3	SECCION 4
TR 2	MEYER PETER	0.08	0.17	0.06	0.05
	VAN RIJIN	0.10	0.19	0.09	0.07
	ENGELUND HANSEN	0.26	0.86	0.17	0.13
TR 5	MEYER PETER	0.11	0.19	0.10	0.06
	VAN RIJIN	0.13	0.23	0.16	0.08
	ENGELUND HANSEN	0.43	1.19	0.48	0.15
TR 25	MEYER PETER	0.14	0.23	0.18	0.08
	VAN RIJIN	0.18	0.30	0.27	0.11
	ENGELUND HANSEN	0.75	1.79	2.02	0.28
TR 50	MEYER PETER	0.17	0.25	0.14	0.10
	VAN RIJIN	0.21	0.31	0.24	0.14
	ENGELUND HANSEN	0.96	2.04	0.95	0.43

Tabla 3 Transporte de fondo en las secciones de interés. Cálculo con las ecuaciones empíricas Meyer Peter & Muller, Van Rijn y Engelund Hansen

4.2 Simulación con IBER

Análisis de sensibilidad

Definido el tramo de río a modelar en IBER, se ha realizado un análisis de sensibilidad, variando el coeficiente de rugosidad de Manning tomando valores referenciales dados por **USGS 0.038 y según la clasificación de Bathurst 0.03 – 0.2** (Alonso & Ing. Téc. de Obras Públicas, 2005). En base al análisis granulométrico se obtuvo un coeficiente de Manning 0.020 usando las formulaciones de Strickler, 1948; en función del D_{50} ; dicho valor también se incluyó en el análisis de sensibilidad. Para un caudal de retorno de 5 años ($157.69 \text{ m}^3/\text{s}$) se ha verificado la variación de la velocidad, donde se observó que se mantiene las mismas condiciones de contorno, para coeficientes de Manning de 0.038, 0.030 y 0.020. La Figura 6 muestra la variación de la velocidad para los respectivos valores de n simulados. Estos perfiles fueron calculados en la misma sección transversal (Figura 7).

Variación de la velocidad en función del n de Manning

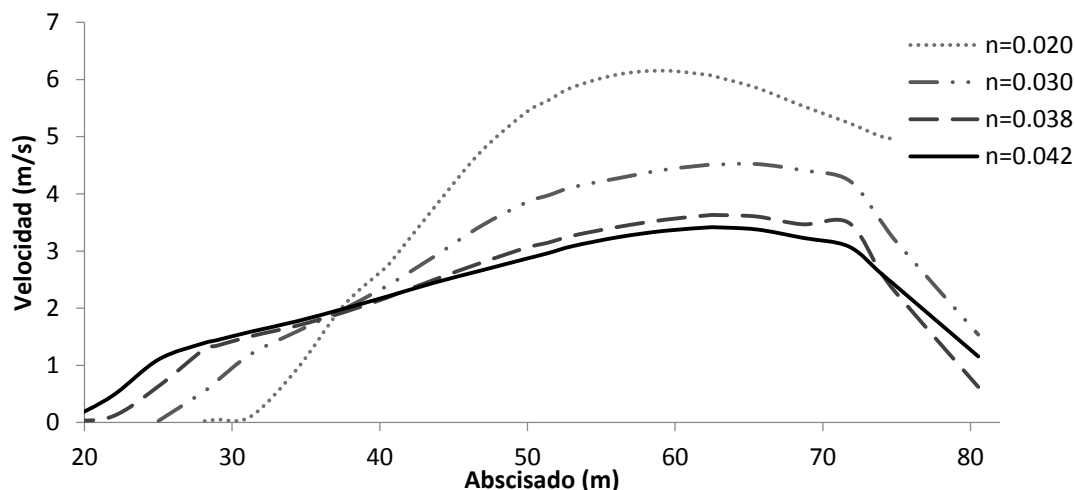


Figura 6: Variación de la velocidad para los diferentes coeficientes de Manning.

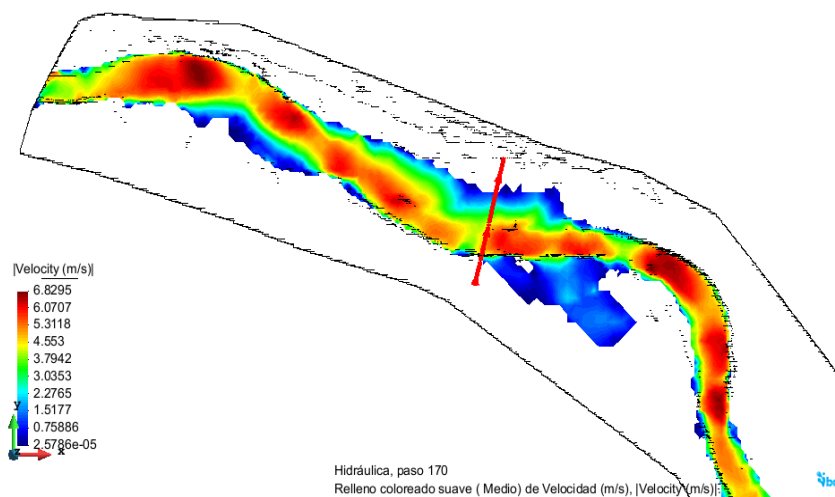


Figura 7: Corte para determinar la variación de la velocidad con los diferentes valores de n .

Según la clasificación de Bathurst (1993, 1997) los cauces con materiales redondeados presentan lechos con pendientes elevadas entre 0,5 y 5 %, constituidos por sedimento de diámetro medio grueso, superior a 10 mm. Para este tipo de material del lecho del río el coeficiente de Manning oscila entre 0,03 y 0,2 (Alonso & Ing. Téc. de Obras Públicas, 2005). En base a la recomendación propuesta por Bathurst respecto a la variación en la velocidad para los respectivos valores de n , y en los resultados mostrados en la Figura 6, se observó que el coeficiente de Manning de 0.038 es el que presenta menor variación en las condiciones de contorno en el modelo numérico IBER para el

caudal de periodo de retorno de 5 años, por tanto se utilizó este valor para la simulaciones de los caudales de periodo restantes.



Figura 8: Material constituyente del lecho del Río Yanuncay.

Efecto de la Turbulencia en el transporte de Sedimentos.

Debido a variación en la geometría del cauce del río, zonas de recirculación y bifurcación del flujo, el efecto de la turbulencia influencia directamente en el transporte de sedimentos, aumentando o disminuyendo significativamente las tasas de transporte. Para determinar la variación de transporte de sedimentos frente al efecto de la turbulencia, se ha realizado simulaciones para los caudales de periodo de retorno de 5 y 25 años, sin considerar el efecto de la turbulencia y considerando el efecto de la turbulencia, para esto se utilizó el módulo de turbulencia k- ϵ incorporado en IBER (de Figura 10 a Figura 17). La simulación se realizó manteniendo iguales condiciones de contorno y un coeficiente rugosidad de Manning de 0.038. El análisis se realizó en las secciones transversales donde fueron tomadas las 4 muestras granulométricas (Figura 9).

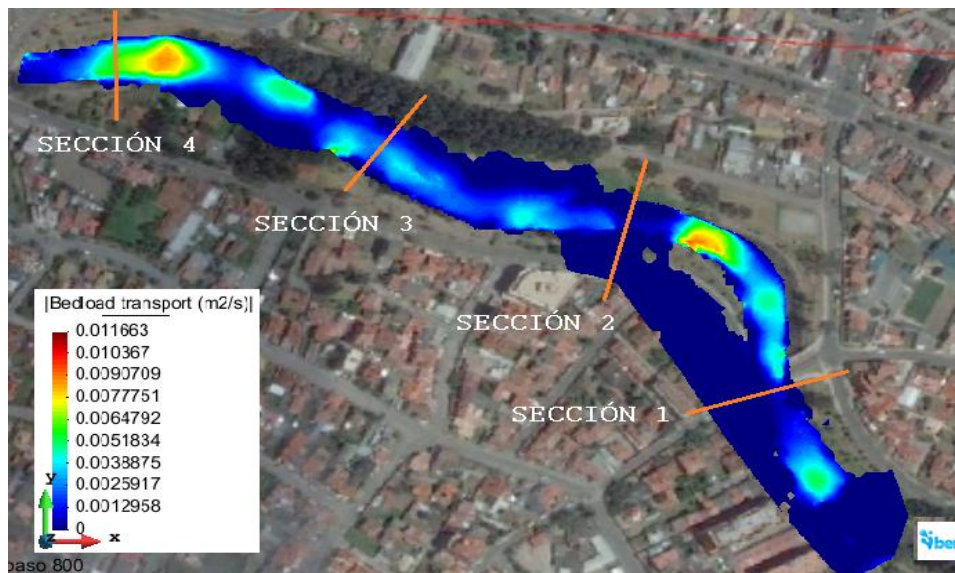


Figura 9: Secciones transversales analizadas. Puntos de toma de muestras granulométricas

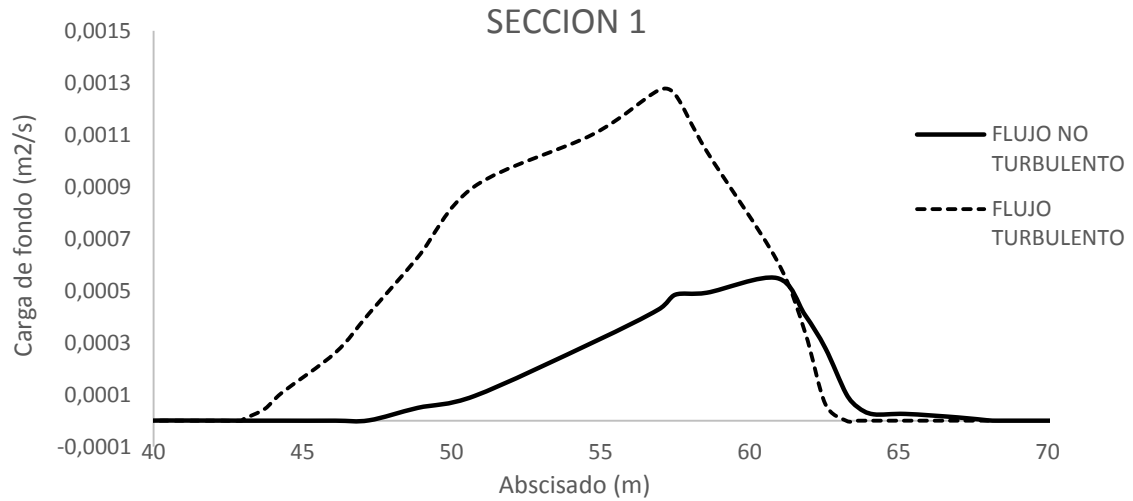


Figura 10: Variación de la tasa de transporte de sedimentos en la sección 1, con turbulencia y sin turbulencia (TR=5 años)

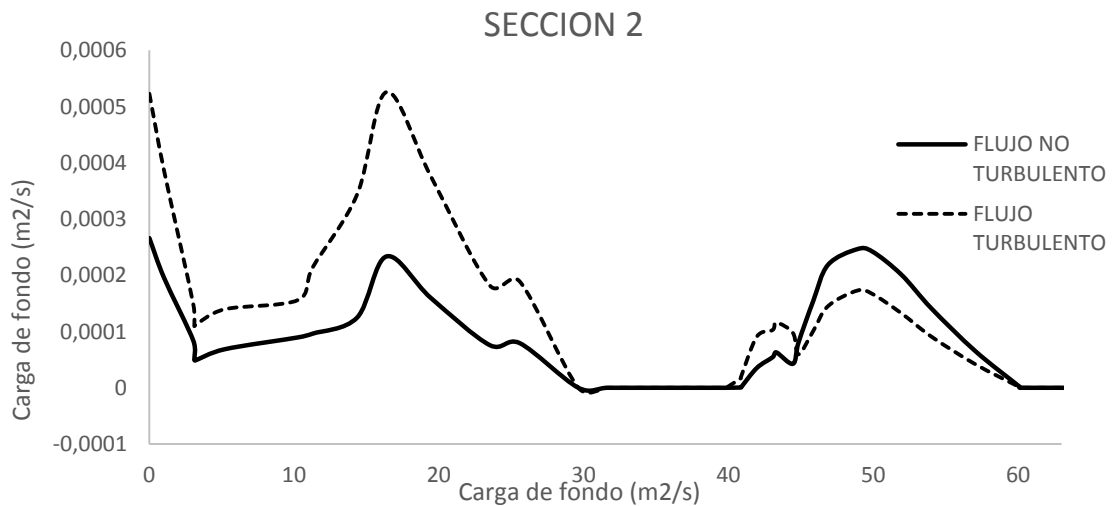


Figura 11: Variación de la tasa de transporte de sedimentos en la sección 2, con turbulencia y sin turbulencia (TR=5 años)

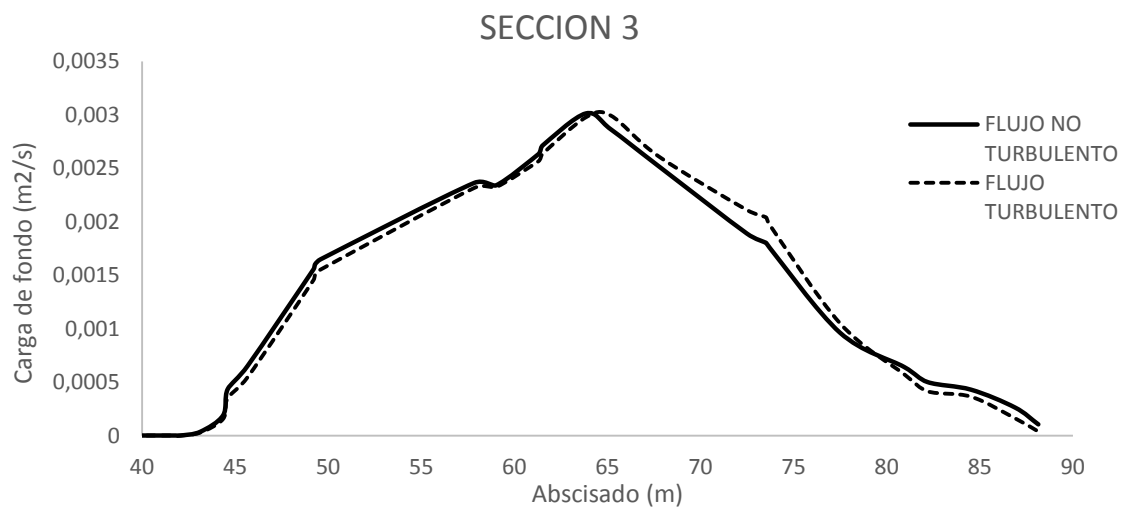


Figura 12: Variación de la tasa de transporte de sedimentos en la sección 3, con turbulencia y sin turbulencia (TR=5 años)

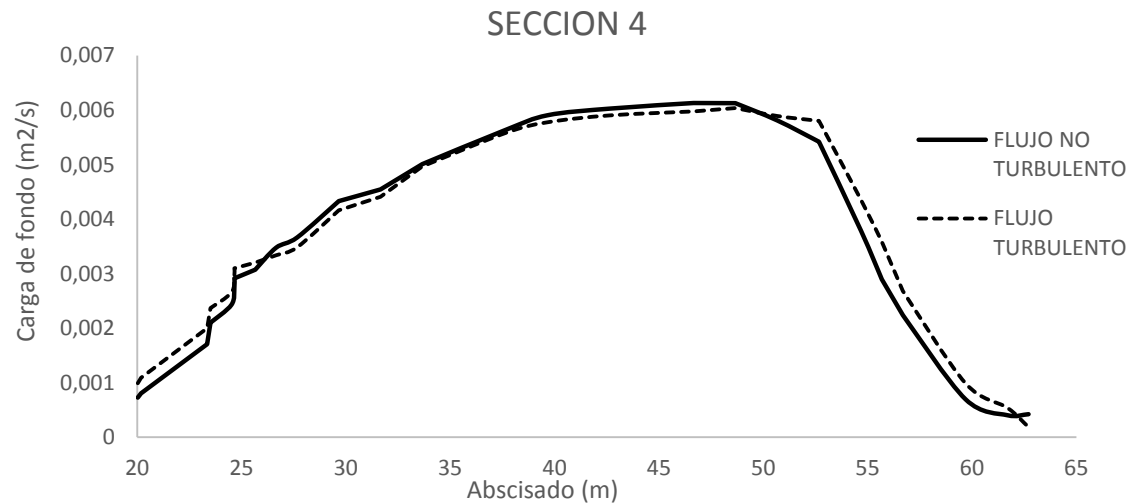


Figura 13: Variación de la tasa de transporte de sedimentos en la sección 4, con turbulencia y sin turbulencia (TR=5 años)

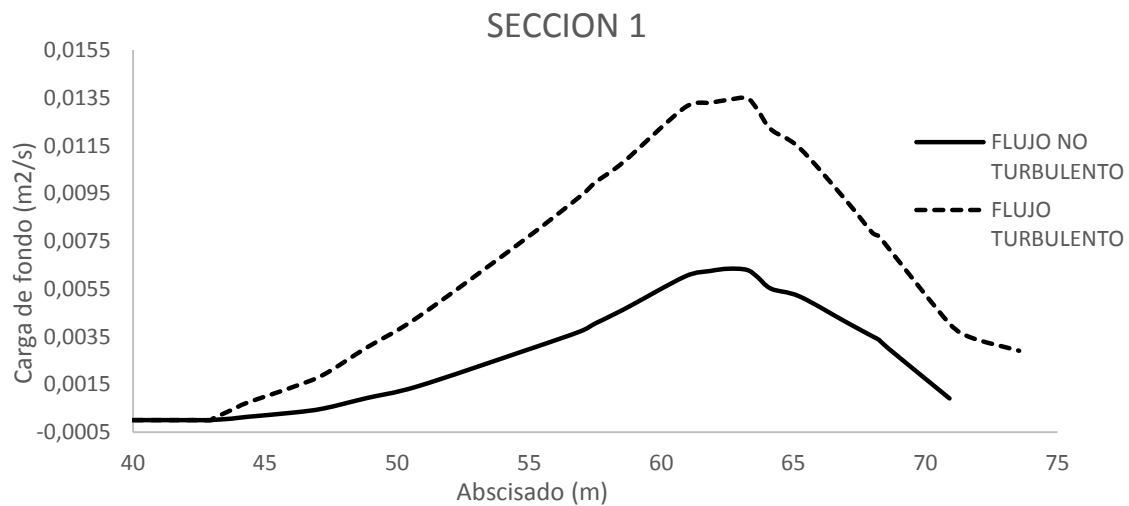


Figura 14: Variación de la tasa de transporte de sedimentos en la sección 1, con turbulencia y sin turbulencia (TR=25 años)

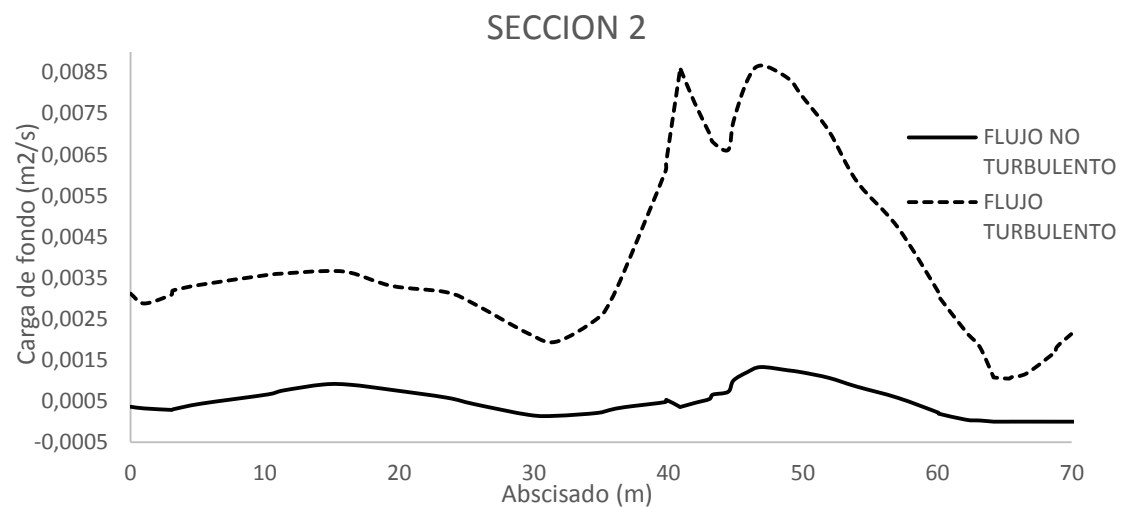


Figura 15: Variación de la tasa de transporte de sedimentos en la sección 2, con turbulencia y sin turbulencia (TR=25 años)

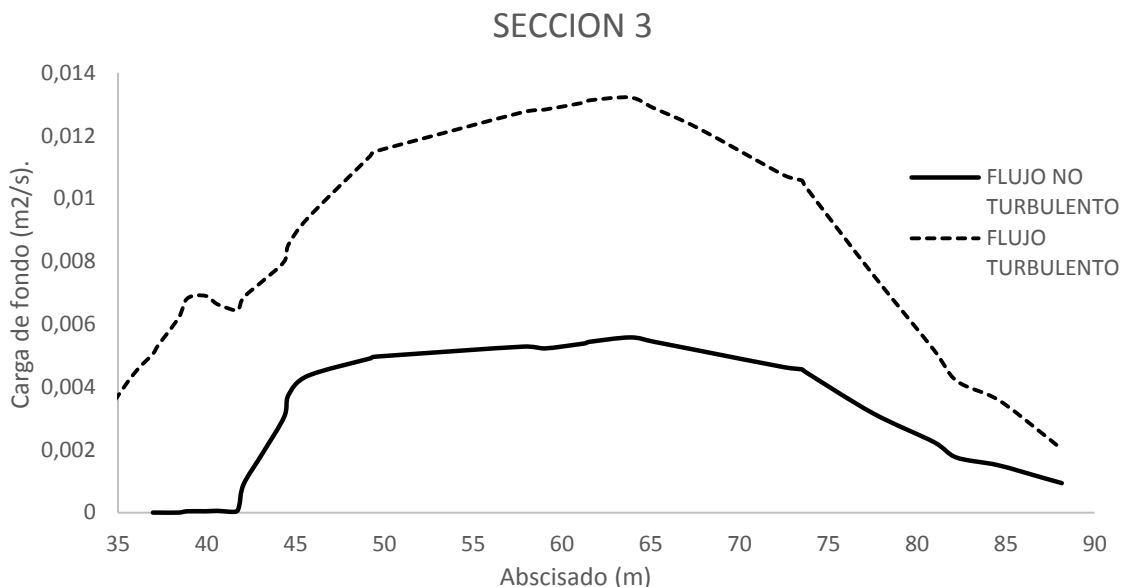


Figura 16: Variación de la tasa de transporte de sedimentos en la sección 3, con turbulencia y sin turbulencia (TR=25 años)

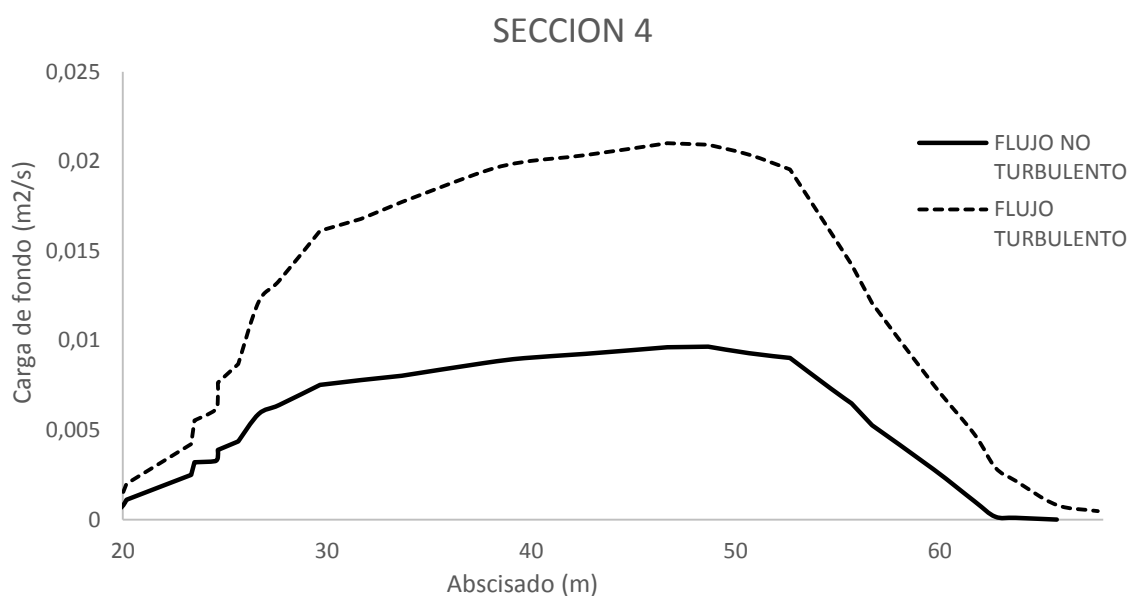


Figura 17: Variación de la tasa de transporte de sedimentos en la sección 4, con turbulencia y sin turbulencia (TR=25 años)

Transporte de Sedimentos

Una vez implementados los modelos en IBER, de la Figura 18 a la Figura 23 se muestra en áreas coloreadas la distribución espacial de la carga de fondo a lo largo del tramo del río de estudio. En cada figura se presenta un esquema de resultados de carga de fondo con las 3 formulaciones analizadas Meyer Peter & Müller, Van Rijn y Engelund Hansen para los caudales de 2 y 5 años de periodo de retorno. No se ha simulado las tasas de transporte usando la ecuación de Engelud Hansen para los caudales de 25 y 50 años, ya que las condiciones granulométricas invalidan las variables de entrada en el modelo numérico de esta formulación para caudales altos.

Las gráficas (Figura 18 - Figura 19) corresponden a la carga de fondo para las sección donde se tomaron las respectivas muestras granulométricas para un TR=2 años.

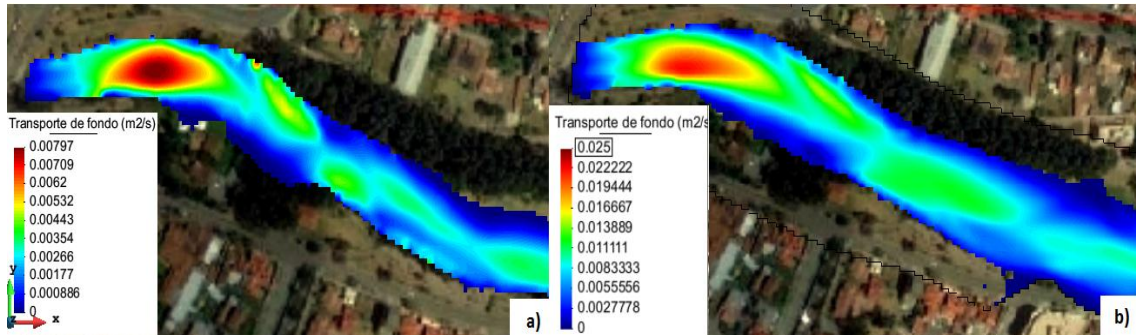


Figura 18: Variación de transporte de fondo - sección aguas arriba. a) Meyer Peter y Müller, b) Van Rijn

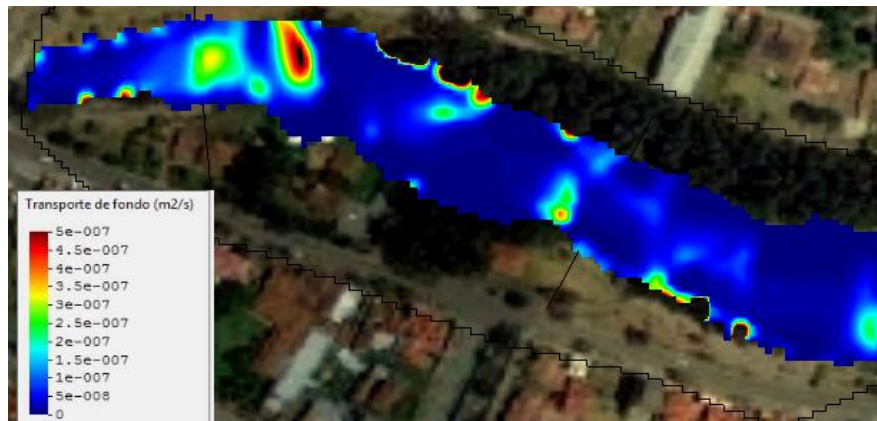


Figura 19: Variación de transporte de fondo aguas arriba. Ecuación de Engelund Hansen.

Las gráficas (Figura 20 - Figura 21) corresponden a la carga de fondo para las sección donde se tomaron las respectivas muestras granulométricas para un TR=5 años.

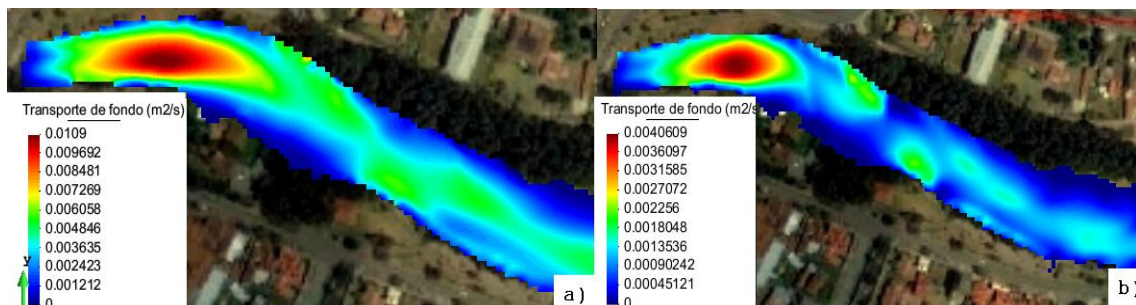


Figura 20: Variación de transporte de fondo, sección aguas arriba. a) Van Rijn, b) Meyer Peter y Müller.

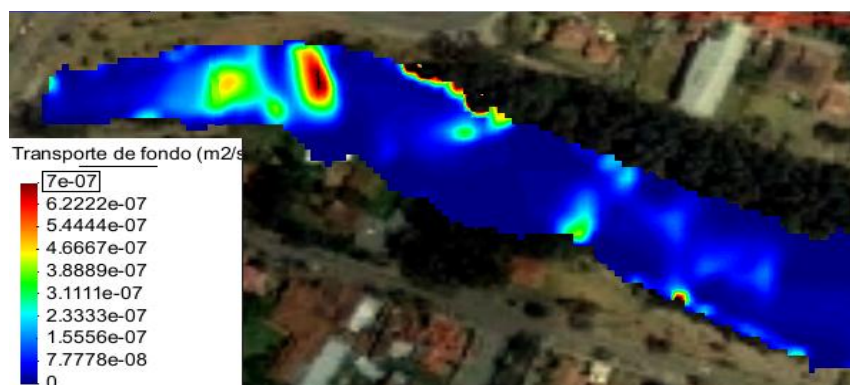


Figura 21: Variación de transporte de fondo, sección aguas arriba. Ecuación de Engelend Hansen.

Las gráficas (Figura 22) corresponden a la carga de fondo para las secciones donde se tomaron las respectivas muestras granulométricas para un TR=25 años.

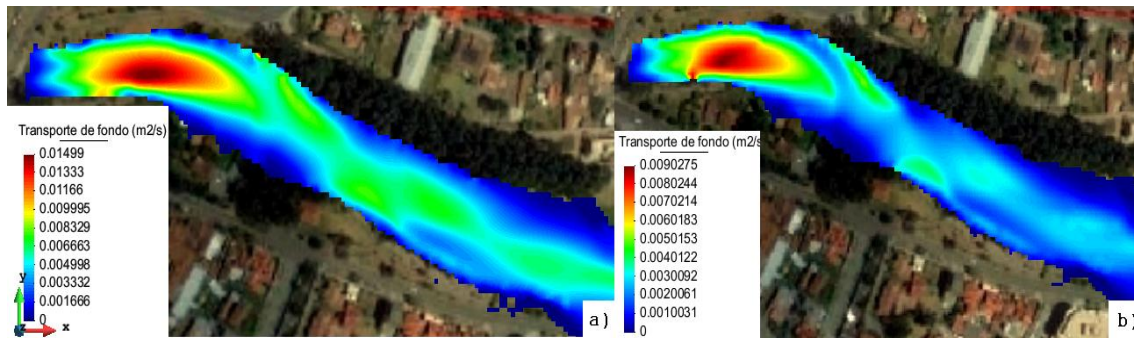


Figura 22: Variación de transporte de fondo, sección aguas arriba. a) Meyer Peter y Müller, b) Van Rijn

Figura 23 corresponden a la carga de fondo para las secciones donde se tomaron las respectivas muestras granulométricas para un TR=50 años.

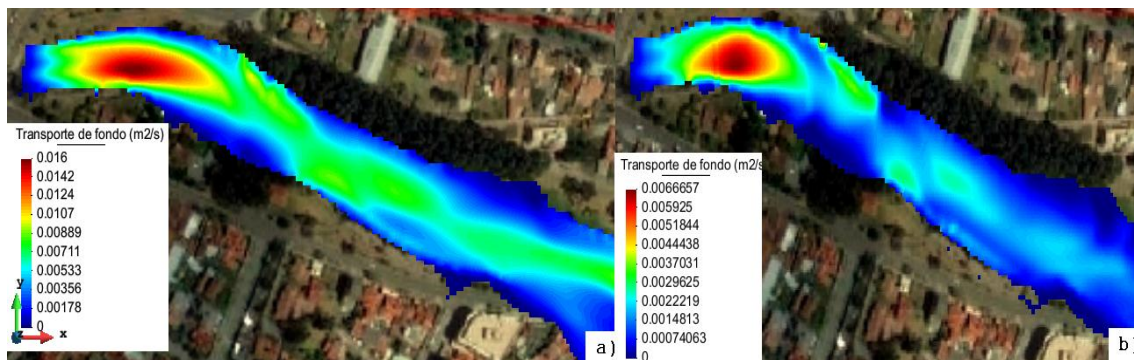


Figura 23: Variación de transporte de fondo, sección aguas arriba. a) Ecu. Van Rijn, b) Ecu. Meyer Peter Y Müller.

De la Figura 24 a la Figura 27 se muestra los perfiles de carga de fondo en las 4 secciones transversales analizadas, para los caudales de periodo de retorno de 2, 5, 25 y 50 años respectivamente. Todos los resultados de las simulaciones se han analizado con el módulo de turbulencia k-ε. En cada figura se presenta los perfiles de carga de fondo con las 3 formulaciones analizadas Meyer Peter & Müller, Van Rijn y Engelund Hansen. En el caso del caudal de periodo de retorno de 25 y 50 años, se presenta únicamente los perfiles obtenidos con las ecuaciones de Meyer Peter & Müller y Van Rijn.

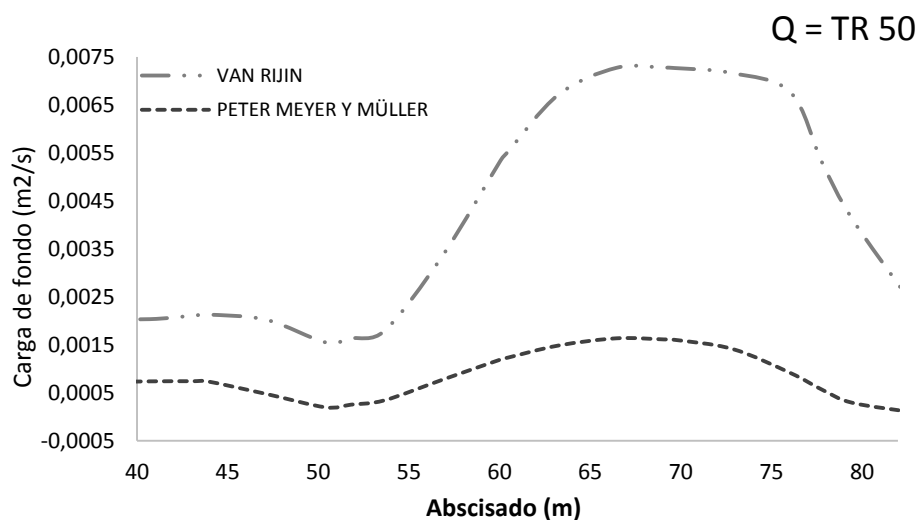
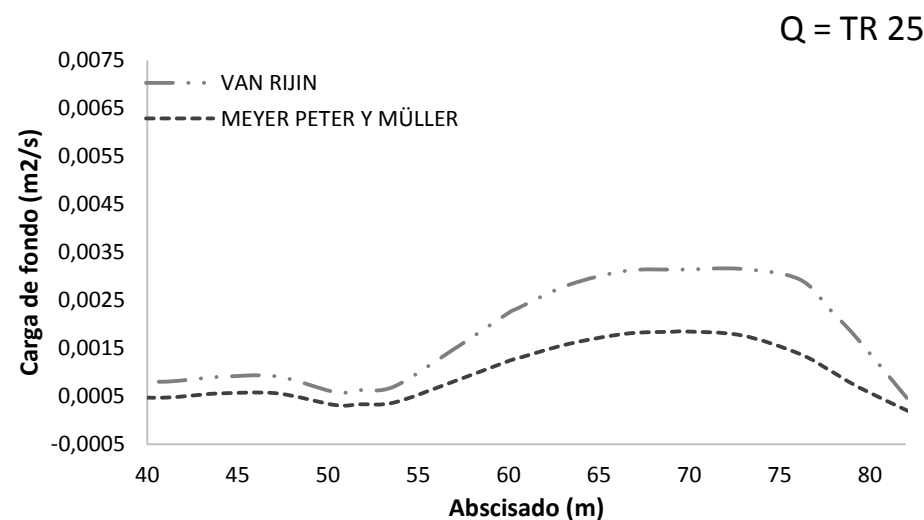
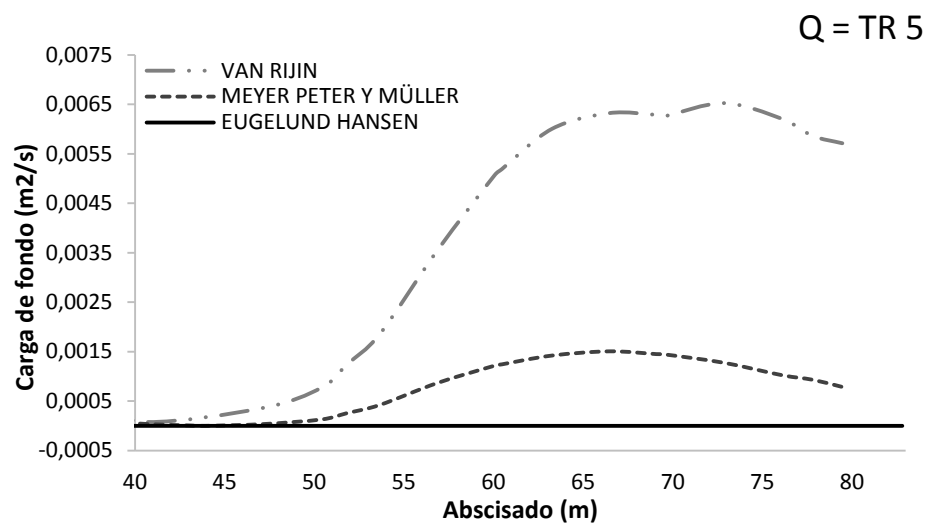
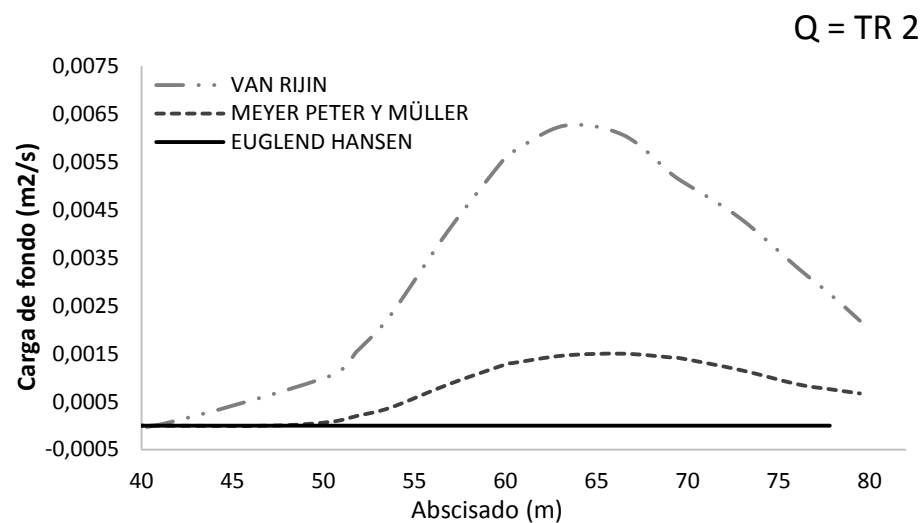


Figura 24: Perfiles de la tasa transporte de fondo en la sección 1. Perfiles para caudales de periodo de retorno de 2, 5, 25 y 50 años, Ecuaciones de Meyer Peter & Müller, Van Rijn y Engelund Hansen

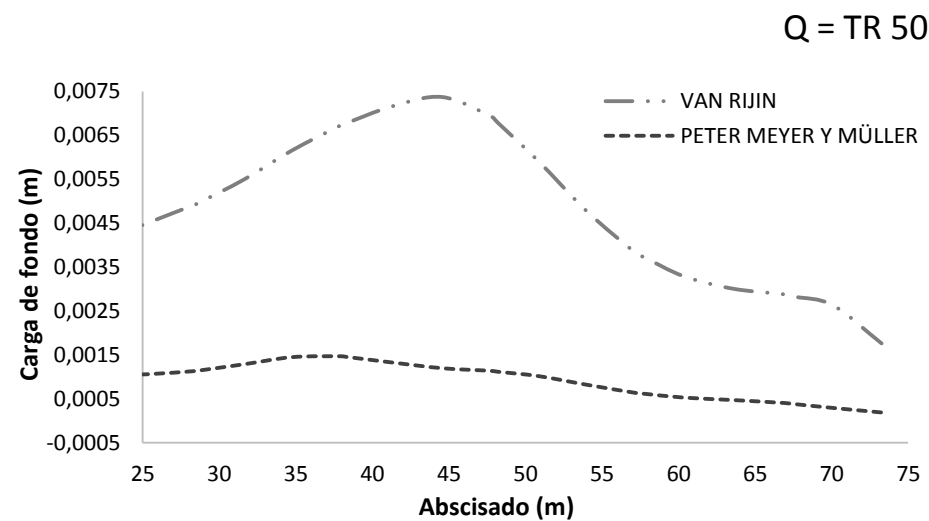
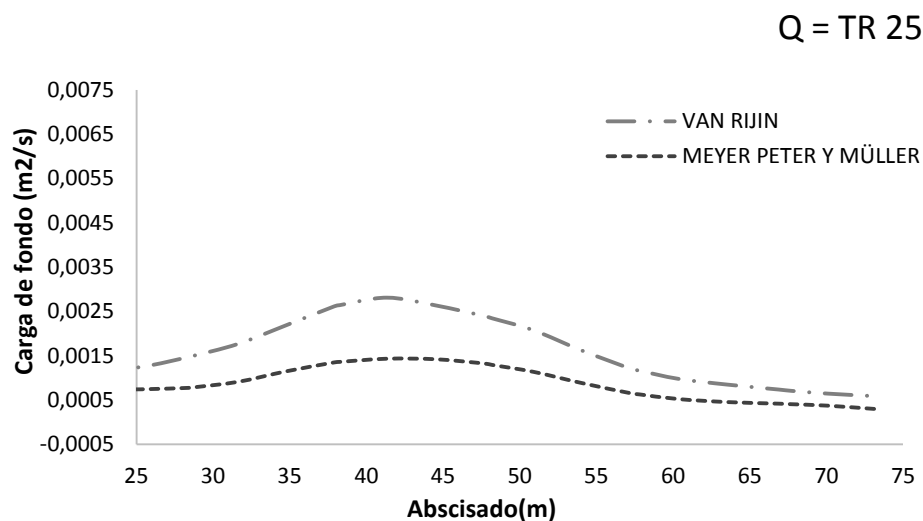
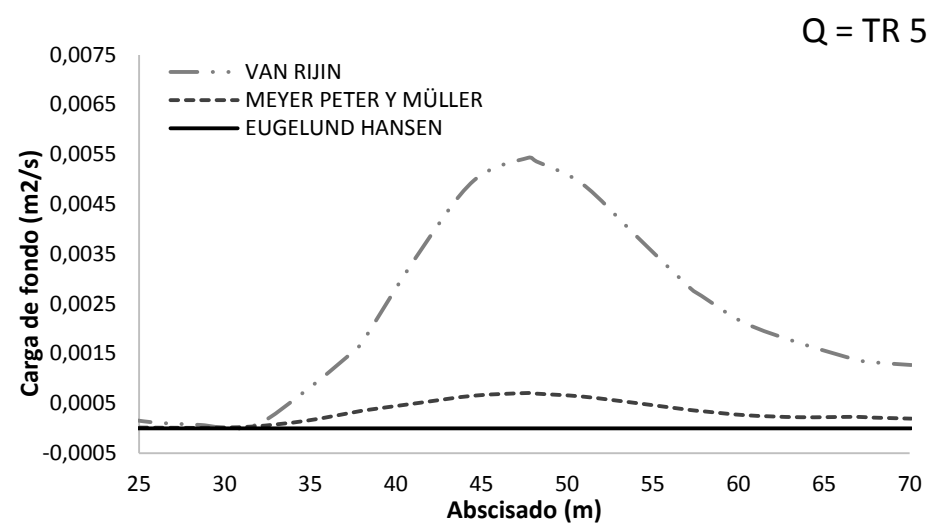
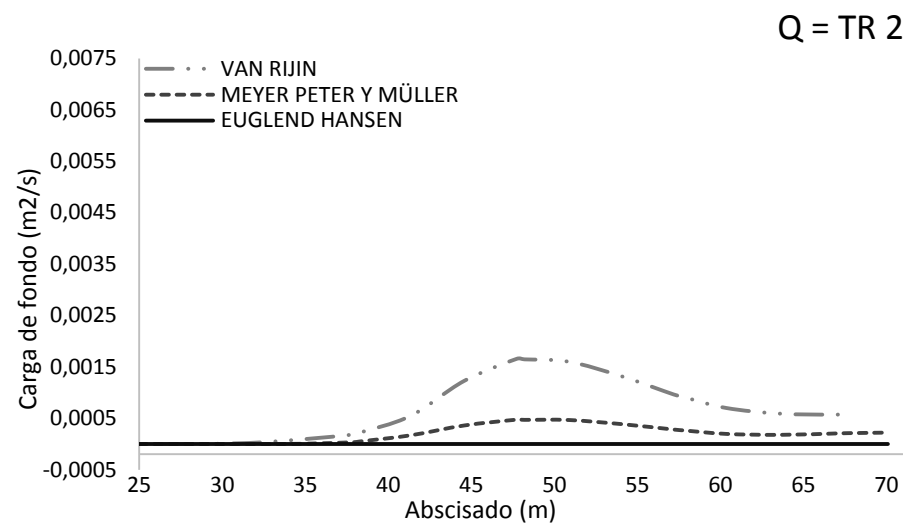
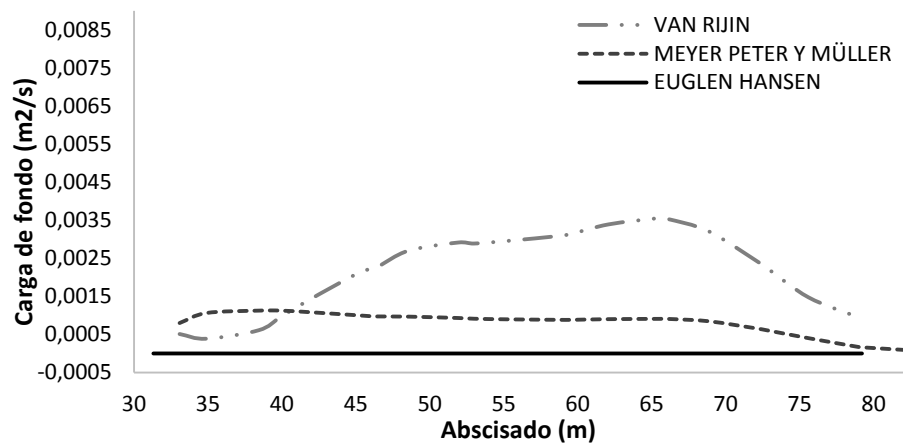


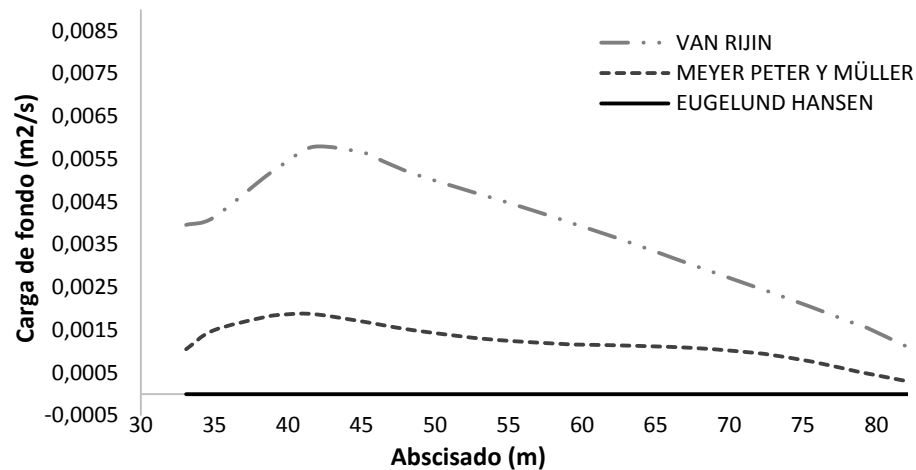
Figura 25: Perfiles de la tasa transporte de fondo en la sección 2. Perfiles para caudales de periodo de retorno de 2, 5, 25 y 50 años. Ecuaciones de Meyer Peter & Müller, Van Rijn y Engelund Hansen



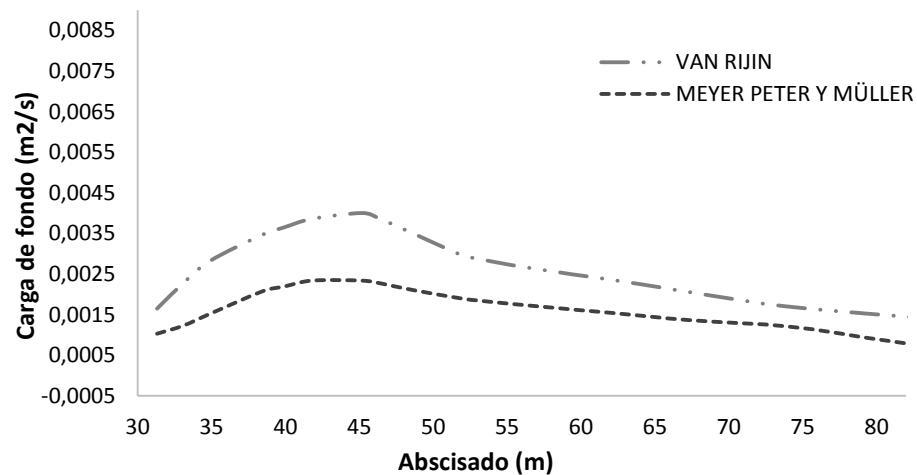
Q = TR 2



Q = TR 5



Q = TR 25



Q = TR 50

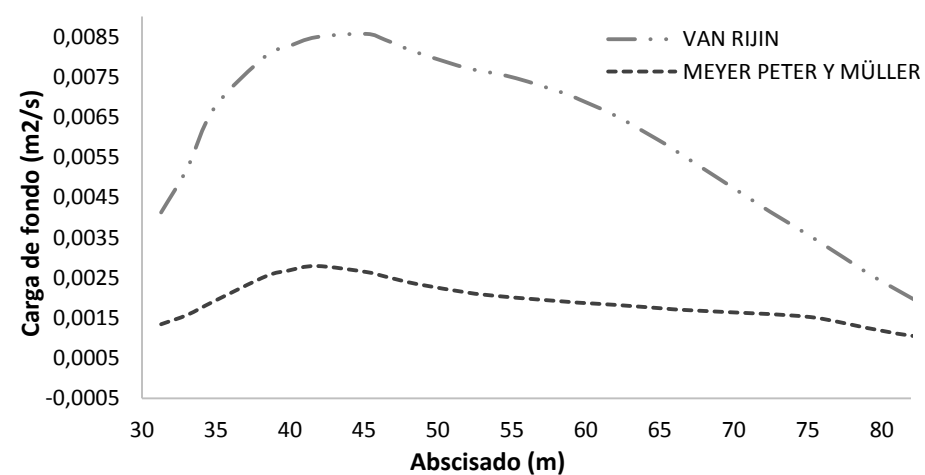
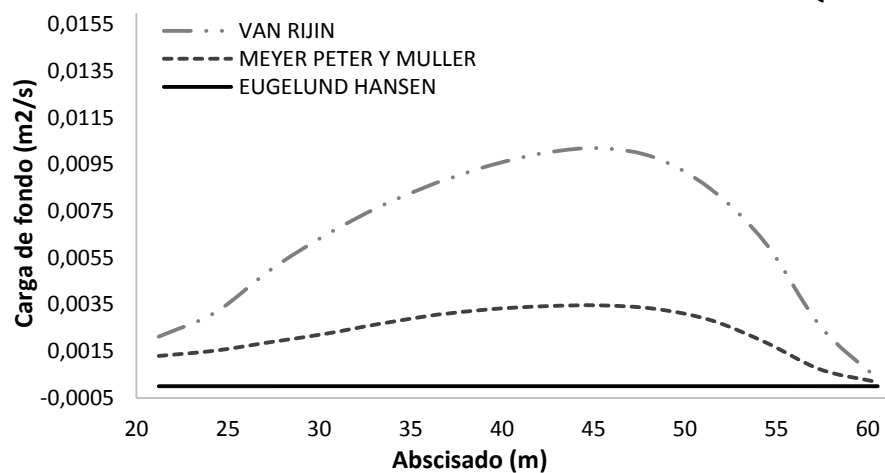
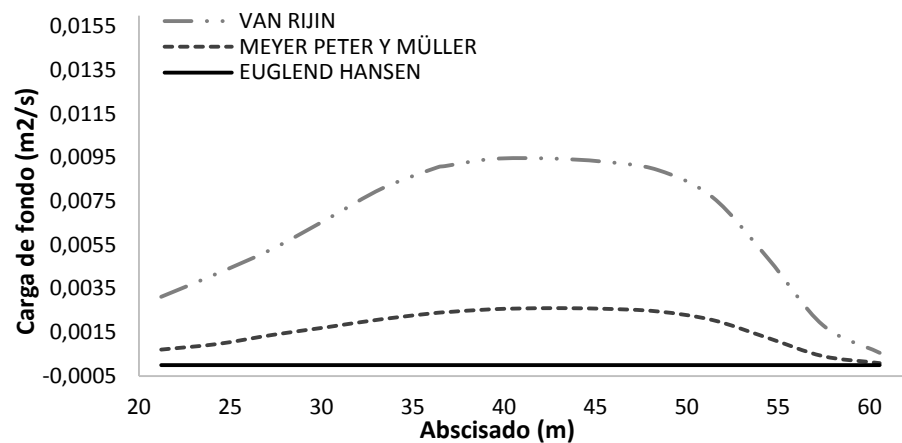


Figura 26: Perfiles de la tasa transporte de fondo en la sección 3. Perfiles para caudales de periodo de retorno de 2, 5, 25 y 50 años. Ecuaciones de Meyer Peter & Müller, Van Rijn y Engelund Hansen



Q = TR 5

Q = TR 2



Q = TR 25

Q = TR 50

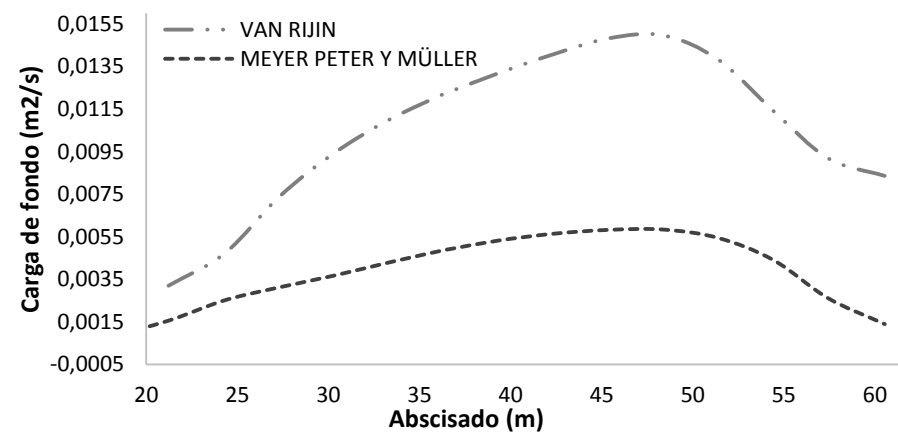
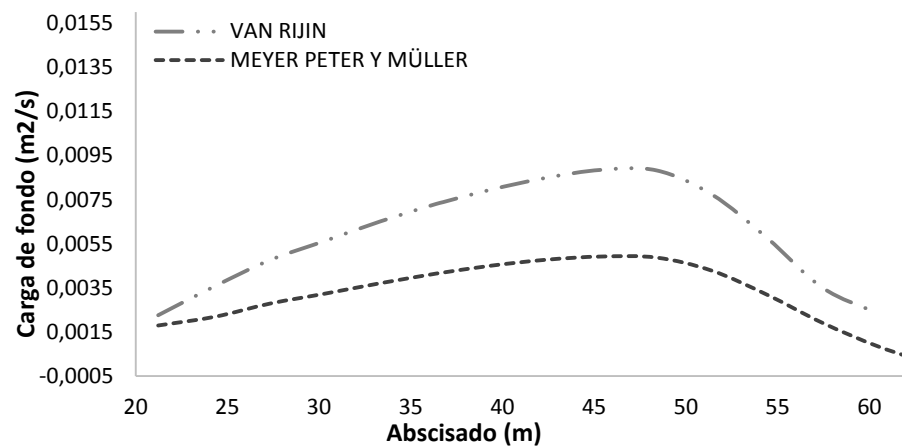


Figura 27 Perfiles de la tasa transporte de fondo en la sección 4. Perfiles para caudales de periodo de retorno de 2, 5, 25 y 50 años. Ecuaciones de Meyer Peter & Müller, Van Rijn y Engelund Hansen

Representación gráfica del número de Froude

En la Figura 28 y Figura 29, se muestra en áreas coloreadas el valor del número de Froude. Para los caudales que se han modelado, se observa que el número de Froude es mayor que 1 en el cauce principal; y menor que 1 en algunos sectores de las riberas del río. Por lo tanto existen cambios de régimen del flujo importantes en el cauce principal lo cual produce altas zonas de transporte de sedimentos para valores de Froude mayores a 1; y zonas de depositación de sedimentos en regiones del modelo con valores de Froude menores que 1. Estos cambios de régimen de flujo alteran las velocidades a lo largo de los cauces, acompañados del efecto de la turbulencia y procesos de erosión, transporte y sedimentación que dan origen con el paso del tiempo a la formación de meandros. Respecto a la variación del caudal, el mapa de Froude muestra un comportamiento semejante para los caudales de periodo de retorno de 5, 25 y 50 años con valores de Froude similares.

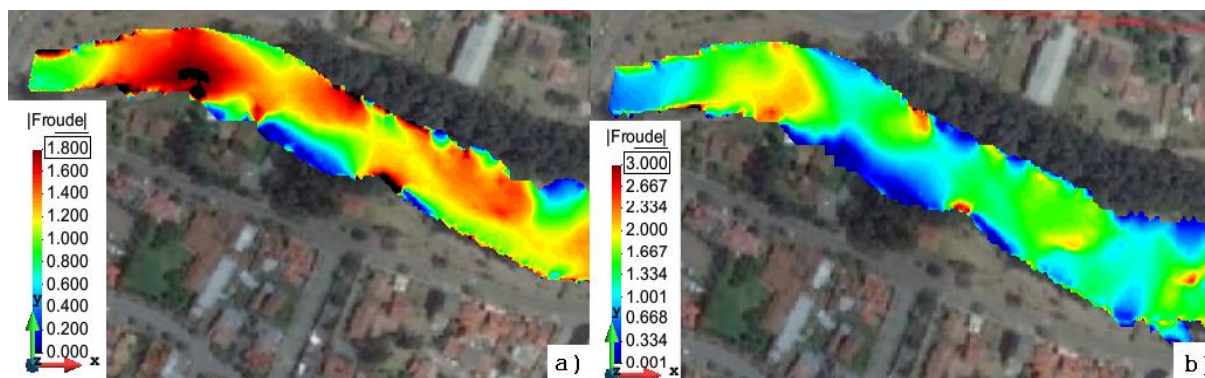


Figura 28: Esquema del número de Froude. a) TR=5 años, b) TR=25 años.

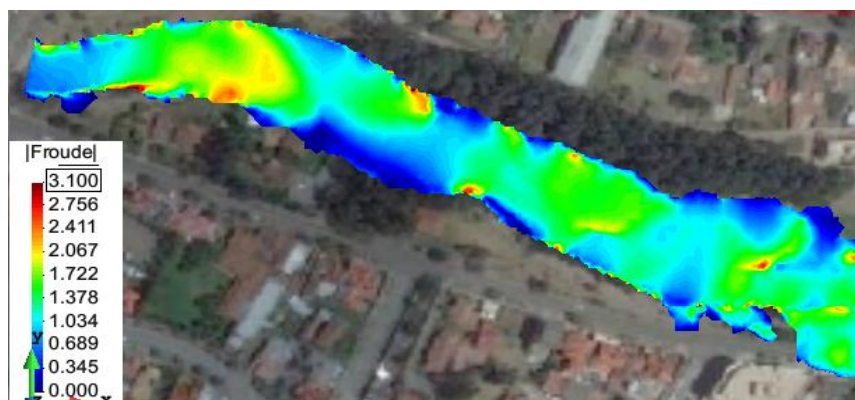


Figura 29: Esquema del número de Froude (TR=50 años)

4.3 Estudio comparativo

El efecto de la turbulencia

Para el caudal de periodo de retorno de 5 años se ha observado que el efecto de la turbulencia no tiene mucha influencia en la distribución de la carga de fondo en el cauce del río (Figura 12 y Figura 13). Esto es debido a que para caudales pequeños el efecto de la turbulencia no se desarrolla desde la condición de contorno aguas arriba. También puede deberse a la geomorfología del cauce la cual no produce cambios importantes en los vectores de velocidad, dando así cargas de fondo similares entre un modelo con turbulencia y sin turbulencia. Aguas abajo en las dos secciones de análisis (sección 1 y 2), se observa que la carga de fondo es mucho mayor si se considera el efecto de la turbulencia; además, la distribución de carga de fondo tiende a desviarse hacia la margen izquierda del cauce. Los resultados de la desviación de la carga de fondo, puede deberse a dos factores: a) Redistribución en los vectores de velocidad, incrementándose en la margen izquierda del cauce del río. b) Debido a la topografía del modelo, ya que en la sección 2 existe un desbordamiento del flujo; al no contar con topografía que permita modelar

toda el área de influencia del flujo, el resultado está sujeto a la condición de borde, que generalmente incrementa el calado del flujo de agua cambiando la distribución de la velocidad en el plano X-Y.

Un similar aumento en la distribución de la carga de fondo se produce para el caudal de periodo de retorno de 25 años (Figura 14 - Figura 17). La diferencia con el caudal de periodo de retorno de 5 años es que no hay una desviación hacia las márgenes o planicies de inundación, sino existe una mayor carga de fondo en el cauce del río. Esto se debe a la magnitud del caudal que fuerza al flujo hacia el cauce principal produciendo mayores velocidades respecto a las planicies de inundación, que al tener mayor resistencia disminuye la velocidad del flujo. Para este caudal se ha observado también para las 4 secciones analizadas, que el efecto de la turbulencia es muy relevante, ya que produce incrementos significativos en la carga de fondo.

Comparación entre Modelo numérico y las Formulaciones empíricas

Al aplicar la ecuación de Engelund Hansen, se ha obtenido tasas de transporte de sedimentos casi nulas para los caudales de periodo de retorno de 2 y 5 años (Figura 21). Esto se debe a que la fórmula fue experimentada para materiales finos con un diámetro máximo de 0.93 mm y con caudales pequeños. En el caso de estudio se ha evaluado caudales de crecida, sumado a las características del material granular (diámetro), que son pequeñas y fácilmente móviles, las mismas que se pueden transportar por suspensión y no por transporte de fondo. Por lo tanto, se justifica los resultados obtenidos con el modelo numérico. Para los caudales de periodo de retorno de 25 y 50 años, no se ha implementado la ecuación de Engelund Hansen, ya que se produce un decrecimiento de las tasas de transporte de fondo a medida que incrementa el caudal, lo cual invalida los resultados para caudales mayores a los simulados.

De las gráficas presentadas, se observa en las 4 secciones de interés del tramo del río analizadas que el comportamiento de los perfiles de transporte de fondo, son semejantes a medida que incrementa el caudal para las ecuaciones de Meyer Peter & Müller y Van Rijn. En la Tabla 4, se ha tabulado las tasas de transporte de fondo en las 4 secciones para los caudales analizados.

SECCION DE CONTROL	ECUACION	ARRASTRE DE FONDO (m ² /s)			
		TR 2	TR 5	TR 25	TR 50
SECCIÓN 1	MEYER PETER	0.014	0.016	0.024	0.025
	VAN RIJIN	0.060	0.075	0.043	0.105
	ENGELUN HANSEN	0.000	0.000	-	-
SECCIÓN 2	MEYER PETER	0.004	0.008	0.031	0.025
	VAN RIJIN	0.014	0.056	0.042	0.127
	ENGELUN HANSEN	0.000	0.000	-	-
SECCIÓN 3	MEYER PETER	0.018	0.270	0.037	0.046
	VAN RIJIN	0.047	0.086	0.061	0.144
	ENGELUN HANSEN	0.000	0.000	-	-
SECCIÓN 4	MEYER PETER	0.026	0.035	0.051	0.062
	VAN RIJIN	0.097	0.098	0.091	0.160
	ENGELUN HANSEN	0.000	0.000	-	-

Tabla 4 Transporte de fondo en las secciones de interés. Simulación en IBER, formulaciones de Meyer Peter & Müller, Van Rijn y Engelund Hansen.

De los resultados de la simulación con los caudales modelados, se observa que los perfiles de transporte de fondo calculados en las 4 secciones de control mediante la formulación dada por Van Rijn es mucho mayor que los calculados con la formulación de Meyer Peter y Müller. Por describir algunos resultados, para el caudal de periodo de retorno de 5 años en la sección 3, la tasa de transporte de fondo es de 0.027 m²/s con la ecuación de Meyer Peter & Müller y de 0.086 m²/s con la ecuación de Van Rijn.

Se observa en la sección 4 que el perfil de carga de fondo calculada con la ecuación de Van Rijn y Meyer Peter & Müller es similar para los caudales de 2 y 5 años de periodo de retorno que corresponden a los caudales formativos del cauce, dando cargas de fondo de 0.097 m²/s y 0.098 m²/s con la ecuación de Van Rijn para los caudales de 2 y años respectivamente. Para los caudales de crecida de 25 y 50 años de periodo de retorno se observa que los valores del perfil de carga de fondo incrementan respecto a los caudales formativos con la ecuación de Meyer Peter & Müller, dando una carga de fondo de 0.062 m²/s para el caudal de 50 años, superior a 0.035 m²/s para el caudal de 5 años. Para el caudal de 25 años, el perfil de carga de fondo con la ecuación de Van Rijn es menor que el perfil para el periodo de retorno de 5 años con la misma ecuación. Esto puede ocurrir ya que para el caudal de periodo de retorno de 25 años inicia el desbordamiento del flujo produciéndose lo que genera flujos preferenciales en las planicies de inundación que altera la distribución de las velocidades cambiando la concentración de partículas en el

cauce principal. Una vez cubiertas las zonas inundables se observa que para el caudal de periodo de retorno de 50 años el perfil de carga de fondo es mayor que para los otros caudales simulados. A pesar de las variaciones de los valores de carga de fondo obtenidas con la simulación se puede observar que la forma de los perfiles es muy similar para los caudales simulados.

En la sección 3, los perfiles de carga de fondo muestran un comportamiento semejante respecto al incremento del caudal; sin embargo, la forma de los perfiles varía para cada caudal simulado. Al igual que en la sección 4, el perfil de carga de fondo para el caudal de periodo de retorno de 5 años es mayor que para el caudal de 25 años, al analizar la fórmula de Van Rijn. Con la fórmula de Meyer Peter & Müller sucede lo contrario siendo mayor el perfil de 25 años de periodo de retorno.

En la sección 2, la carga de transporte de sedimentos para el caudal de periodo de retorno de 2 y 5 años, es muy pequeña; 0.004 y 0.008 m²/s para los caudales de 2 y 5 años simulados con la fórmula de Meyer Peter & Müller. Un incremento en la carga de fondo se produce para el caudal de periodo de retorno de 5 años, con la ecuación de Van Rijn, produciéndose un pico en el perfil, con un valor de 0.056 m²/s. Al comparar con la sección 3, se encuentra una disminución en el transporte de fondo; en este caso los resultados están condicionados a las condiciones de contorno, ya que no se tiene topografía de las planicies de inundación. De esta forma, en esta zona se produce un efecto de pared en los bordes de la malla. Si se considera las características del material del lecho del río, estas partículas pueden ser fácilmente arrastradas hasta las planicies de inundación, lo que generaría una disminución de concentración de sedimentos en el cauce principal. Para los caudales de crecida de 25 y 50 años los perfiles de transporte de fondo que se han obtenido con la ecuación de Meyer Peter y Müller son similares con valores de 0.031 m²/s y 0.025 m²/s. La carga de transporte de fondo obtenidas con Van Rijn para los caudales de 5 y 50 años es muy elevada en comparación con las cargas obtenidas con la ecuación de Meyer Peter & Müller; lo que nos permite notar una sobre estimación de estos valores.

La variación en los valores y la forma de los perfiles de transporte de fondo en la sección 1 es similar a la descrita para las secciones de control 4 y 3. Los perfiles de transporte de fondo para los caudales formativos de 2 y 5 años de periodo de retorno son semejantes con ambas ecuaciones. Con la ecuación de Meyer Peter & Müller la carga de fondo es de 0.014 y 0.016 m²/s, para los caudales de 2 y 5 años respectivamente. Con la ecuación de Van Rijn, la carga de fondo para el caudal de 2 años es de 0.060 m²/s inferior a la carga de 0.075 m²/s para el caudal de 5 años. Los resultados de los perfiles de transporte de fondo que se han obtenido con la simulación para los caudales de crecida de 25 y 50 años de periodo de retorno, muestran formas semejantes. Una mayor similitud se observa en los perfiles calculados con la ecuación de Meyer Peter & Müller, dando una carga de fondo de 0.024 y 0.025 m²/s para los caudales de 25 y 50 años respectivamente. En cuanto a los perfiles que se han obtenido con la ecuación de Van Rijn, se observa que para el caudal de 50 años el perfil de transporte de fondo se incrementa, con un valor de 0.105 m²/s; lo cual sobreestima los resultados.

La Tabla 5 muestra en % la variación de los resultados entre el modelo numérico y la aplicación de ecuaciones empíricas para el cálculo de tasas de transporte de fondo. Se puede notar que no hay una buena correspondencia entre los resultados del modelo numérico y el cálculo empírico de las ecuaciones analizadas. Los valores porcentuales de error se mantienen en un rango, para las ecuaciones de Meyer Peter & Müller y Van Rijn. La formulación de Engelund Hansen muestra errores del 100% para los dos periodos de retorno analizados en las diferentes secciones.

PERIODO DE RETORNO	ECUACION	ERRORES %			
		ARRASTRE DE FONDO (m ² /s)			
		SECCION 1	SECCION 2	SECCION 3	SECCION 4
TR 2	MEYER PETER	84.00	97.36	68.45	51.31
	VAN RIJIN	40.70	92.52	47.78	25.56
	ENGELUN HANSEN	100.00	100.00	100.00	100.00
TR 5	MEYER PETER	85.23	95.85	63.11	38.62
	VAN RIJIN	43.79	75.66	46.78	17.84
	ENGELUN HANSEN	100.00	100.00	100.00	100.00
TR 25	MEYER PETER	83.20	86.50	79.37	35.99
	VAN RIJIN	76.66	85.77	77.69	18.84
	ENGELUN HANSEN	-	-	-	-
TR 50	MEYER PETER	85.14	89.98	66.60	37.68
	VAN RIJIN	49.70	59.45	39.77	11.15
	ENGELUN HANSEN	-	-	-	-

Tabla 5 Error porcentual en las diferentes secciones entre el modelo numérico IBER y las formulaciones empíricas, formulaciones de Meyer Peter & Müller, Van Rijn y Engelund Hansen.

Al comparar los resultados de arrastre de fondo (Tabla 3) calculados con ecuaciones empíricas frente a los resultados del modelo numérico (Tabla 4), en las secciones de control evaluadas para los distintos caudales, se observa que existe una variación significativa, para todas las secciones de control. Sin evaluar los resultados obtenidos con la ecuación de Engelund Hansen del modelo numérico, en la sección 2 se produce la mayor variación de resultados dando un 97 % de no correspondencia de la tasa de arrastre de fondo entre el modelo numérico y las ecuaciones empíricas para el caudal de 2 años de periodo de retorno, evaluados con la ecuación de Meyer Peter & Müller. En la sección 4 la tasa de arrastre de fondo tiene mayor semejanza entre el modelo numérico y los cálculos con las formulas empíricas; con la ecuación de Van Rijn hay una no correspondencia del 11 %. Sin embargo, se puede observar que existe una sobrestimación de los resultados al aplicar la ecuación de Van Rijn en el modelo numérico.

La variación que se produce entre los resultados de aplicar las ecuaciones empíricas y los del modelo numérico, principalmente se debe a que las ecuaciones empíricas no consideran la distribución de los vectores de velocidad que pueden disminuir o aumentar las tasas de sedimentación de un punto de la sección a otro. Por otra parte, Al tratarse de cauces naturales, no hay una sección establecida del cauce principal, por tanto se puede introducir errores en el cálculo del radio hidráulico que se incluye en las formulas empíricas, considerando además una cota uniforme de la lámina de agua, que difiere de un perfil de flujo bidimensional.

En cuanto a la aplicación de las ecuaciones empíricas, si se compara los resultados obtenidos para los caudales modelados mediante las 3 formulaciones planteadas, se observa un incremento parcialmente uniforme de las tasas de transporte de fondo conforme se incrementa el caudal en cada sección de analizada. Van Rijn muestra un comportamiento similar en las tasas de transporte de fondo al de Meyer Peter & Müller manteniendo valores cercanos entre estos dos métodos en las respectivas secciones analizadas. A diferencia de la formulación de Engelund Hansen cuyos valores de carga de fondo son significativamente mayores a los dos métodos mencionados, pero con un aumento progresivo para cada periodo de retorno.

5. CONCLUSIONES

Los resultados de las tasas de transporte o arrastre de fondo calculadas empíricamente con las fórmulas de Meyer Peter & Müller y Van Rijn no indican una variación significativa entre estas, para todos los caudales simulados, lo cual, si no se contara con un modelo numérico o un modelo físico que permita realizar una comparación de los resultados, se podría validar estos resultados. Por otra parte, se observa una sobrestimación de los valores de transporte de fondo con la ecuación de Engelund Hansen; debido que las condiciones e hipótesis bajo las cuales se planteó esta ecuación, los resultados obtenidos no son reales ya que el material de fondo no está dentro del rango de aplicación de la fórmula.

Respecto a los parámetros que se han ingresado en el modelo numérico, al analizar los resultados obtenidos en la sección control 2, se puede observar que el área del modelo (topografía), influencia en los resultados. Dando al modelo un efecto de pared que cambia el comportamiento tanto del flujo con de la distribución de las partículas. En tanto que es recomendable mejorar la calidad topográfica para la generación de la malla de manera que no se alteren las condiciones hidrodinámicas del flujo. Y, su elección se haga en base a las condiciones de entrada y de los datos a procesar.

En cuanto a la información del material que conforma el lecho del río, previo a la implementación del modelo numérico, es necesario tener una base sólida de datos de material de arrastre de fondo en puntos estratégicos, donde se requiera conocer estos parámetros morfológicos. Al tratarse de un modelo hidrodinámico no todas las partículas se transportan por arrastre de fondo, también se produce por suspensión. Esto se observa en los resultados al implementar la ecuación de Engelund Hansen, donde las tasas de transporte de fondo dieron valores cercanos a cero, siendo este material transportado por suspensión. Para estudios relacionados, se recomienda realizar un muestreo de material en diferentes tramos del río y en diferentes épocas, donde el caudal muestre un cambio significativo para evaluar su comportamiento frente a este, y los resultados de las formulaciones empíricas tengan una mayor validez frente a los de un modelo.

La implementación del modelo numérico se ha realizado sobre una malla estructurada con elementos cuadrangulares de 3 m de arista. Se ha optado por esta malla sobre una malla no estructurada, ya que se trata de un tramo de río corto en relación con el ancho del cauce. Además, en esta malla, tanto los parámetros hidráulicos como las características del material del lecho presentaron una mejor estabilidad en los resultados. Esto disminuyó el costo computacional a más de la mitad de cada modelo.

Los perfiles de transporte de fondo mediante las ecuaciones de Meyer Peter & Müller y Van Rijn presentan un comportamiento semejante para los caudales modelados en IBER. En todas las secciones, las tasas de transporte

calculadas con Van Rijn, son mayores que las obtenidas con Meyer Peter & Müller. Sin embargo, se puede observar que para los caudales de 5 y 50 años de periodo de retorno, las tasas de transporte de fondo están sobre estimadas. Variando de 0.025 m²/s con Meyer Peter & Müller a 0.105 m²/s Van Rijn en la sección de control 1 aguas abajo del modelo para el caudal de 50 años de periodo de retorno.

Al comparar los resultados del modelo numérico y las formulas empíricas planteadas en la metodología, no se puede evaluar las tasas de transporte de fondo en una sección del cauce ya que estas proporcionan un valor puntual en la misma, mientras que IBER representa en sí, la dinámica sedimentaria del material en todo el modelo, por tanto, la tasa de transporte es variable en una misma sección específica del cauce.

Entre los resultados del modelo numérico y la aplicación de las ecuaciones empíricas. La mayor variación en las tasas de transporte de fondo se produce en la sección 2, dando una no correspondencia o variación del 97 %, para el caudal de periodo de retorno de 2 años, evaluado con la ecuación de Meyer Peter & Muller. Esta variación se produce ya que el modelo en esta sección esta influenciado por un efecto de pared en la planicie de inundación al no contar con topografía de esa zona. Por lo tanto se deberá revisar esta condición y comparar con un modelo físico con datos experimentales que den soporte a los resultados obtenidos en esta sección.

En la sección aguas arriba de modelo (sección 4), se ha obtenido mayor relación entre los resultados del modelo numérico y las ecuaciones empíricas. Al analizar la ecuación de Van Rijn para el caudal de periodo de retorno de 50 años, se tiene una correspondencia del 89 % del valor de la carga de sedimentos en esta sección. Pero al considerar la variación en el modelo numérico con la ecuación de Meyer Peter & Müller es muy elevado.

Es necesario para una determinada región calibrar una ecuación para evaluar el transporte de fondo, que permita comprar los resultados ya sea con las formulaciones empíricas o mediante modelación matemática, ya que las establecidas hasta la actualidad no se ajustan a las condiciones morfológicas e hidráulicas propias de nuestra región. Esto genera que se pierda la confiabilidad de los resultados, así como márgenes de error fuera de los permitidos. Para validar los resultados obtenidos a escala aplicativa, se recomienda tener un modelo físico a escala, que permita validar los resultados obtenidos, y con esto establecer la ecuación que se ajusta a la realidad.

6. REFERENCIAS

- Alonso, R. L., & Ing. Téc. de Obras Públicas, L. en G. y D. en I. H. D. de I. A. U. de L. (2005). Características hidráulicas y geomorfológicas de ríos de montaña (III).
- Álvarez, J. A. M., & Flores, M. G. (1996). Transporte de sedimentos. In *Manual de Ingeniería de Ríos*.
- Chanson, H. (2002). *Hidraulica del Flujo en canales abiertos* (1st ed.). Mexico.
- Chow, V. Te. (1994). *Hidráulica de canales abiertos*.
- Ecuadoriana, N. T. (2010). Determinación de la densidad, densidad relativa (gravedad específica) y absorción del árido grueso. In *Instituto Ecuatoriano de Normalización*.
- Flores, M. G., & Álvarez, J. A. M. (1998a). Inicio de Movimiento y Acorazamiento. In *Manual de Ingeniería de Ríos*.
- Flores, M. G., & Álvarez, J. A. M. (1998b). Origen y propiedades de los sedimentos. In *Manual de Ingeniería de Ríos*.
- Flumen, Geama, Cedex, & Cimne. (2014). *Manual de referencia hidráulico*.
- García, C., & Sala, M. (1998). Aplicación de Fórmulas de Transporte de Fondo a un Río de Gravas: Comparación con las tasas reales de transporte obtenidas en el río Tordera. *Ingeniería Del Agua*, 5, 59–72.
- García, C., & Vide, J. P. M. (2001). Caracterización granulométrica del lecho móvil de un río de gravas efímero: Aplicación a un tramo de la riera de Les Arenes. *ACTA GEOLOGICAHISPANICA*, 36, 137–147.
- Gutiérrez, F. P. G. (2009). Modelo de Transporte de sedimentos de carga de fondo en cauces aluviales. *Bolivia Tegnociencia Universitaria*.
- Juan P. Martín Vide. (2004). *Ingeniería de ríos*. Mexico: Alfaomega Grupo Editor.
- Ramírez, C., García, J.L, Ramirez, Bocanegra, O. y, & R. (n.d.). Caracterización de los materiales del lecho de un río para propósitos de modelación matemática. *Seminario Internacional La Hidroinformática En La Gestión Integrada de Los Recursos Hídrico*.

ANEXOS

MUESTRA 1							
Peso del material seco y lavado (gr)			24727				
Tamiz #	Abertura (mm)	P. Material Retenido (gr)	% Retenido Parcial	%Retenido Acumulado	% que pasa	% Total Acumulado	% Pasa Acumulado
1 1/2	37.50	2388.00	9.66	9.66	90.34	0.00	100.00
1	25.00	2871.00	11.61	21.27	78.73	11.61	88.39
3/4	19.00	1694.00	6.85	28.12	71.88	18.46	81.54
1/2	12.50	2132.00	8.62	36.74	63.26	27.08	72.92
3/8	9.50	968.00	3.91	40.66	59.34	31.00	69.00
4	4.75	2358.00	9.54	50.19	49.81	40.53	59.47
Fondo		11918.00	48.20	98.39	1.61	88.73	11.27
Total		24329.00		285.02			

Anexo 1 Muestra granulométrica 1 (sección aguas abajo)

MUESTRA 2							
Peso del material seco y lavado (gr)			24986				
Tamiz #	Abertura (mm)	P. Material Retenido (gr)	% Retenido Parcial	%Retenido Acumulado	% que pasa	% Total Acumulado	% Pasa Acumulado
1 1/2	37.50	1236	4.95	4.95	95.05	0	100
1	25.00	2978	11.92	16.87	83.13	11.92	88.08
3/4	19.00	1853	7.42	24.28	75.72	19.33	80.67
1/2	12.50	2470	9.89	34.17	65.83	29.22	70.78
3/8	9.50	1259	5.04	39.21	60.79	34.26	65.74
4	4.75	3119	12.48	51.69	48.31	46.74	53.26
Fondo		11704	46.84	98.53	1.47	93.58	6.42
Total		24619		269.69			

Anexo 2 Muestra granulométrica 2 (sección intermedia)

MUESTRA 3							
Peso del material seco y lavado (gr)			26037				
Tamiz #	Abertura (mm)	P. Material Retenido (gr)	% Retenido Parcial	%Retenido Acumulado	% que pasa	% Total Acumulado	% Pasa Acumulado
1 1/2	37.50	1835	7.34	7.34	92.66	0	100
1	25.00	2892	11.11	18.45	81.55	11.11	88.89
3/4	19.00	175.8	0.68	19.13	80.87	11.78	88.22
1/2	12.50	2369	9.10	28.23	71.77	20.88	79.12
3/8	9.50	1369	5.26	33.48	66.52	26.14	73.86
4	4.75	2514	9.66	43.14	56.86	35.79	64.21
Fondo		13986	53.72	96.85	3.15	89.51	10.49
Total		25140.8		246.62			

Anexo 3 Muestra granulométrica 3 (sección intermedia).

MUESTRA 4							
Peso del material seco y lavado (gr)				25627			
Tamiz #	Abertura (mm)	P. Material Retenido (gr)	% Retenido Parcial	%Retenido Acumulado	% que pasa	% Total Acumulado	% Pasa Acumulado
	37.50	543	2.12	2.12	97.88	0	100
1	25.00	2975	11.61	13.73	86.27	11.61	88.39
	19.00	1983	7.74	21.47	78.53	19.35	80.65
	12.50	2757	10.76	32.22	67.78	30.10	69.90
	9.50	1223	4.77	37.00	63.00	34.88	65.12
4	4.75	3192	12.46	49.45	50.55	47.33	52.67
Fondo		9148	35.70	85.15	14.85	83.03	16.97
Total		21821		241.13			

Anexo 4 Muestra granulométrica 4 (sección aguas arriba)